

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL

**CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL -
CPGEC**

**Estudo de um solo residual de arenito da
rodovia RS 239 – ensaios triaxiais servo-
controlados**

por

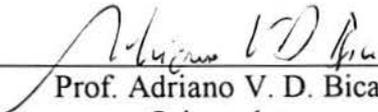
Pedro Miguel Vaz Ferreira

Dissertação a ser apresentada ao corpo docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

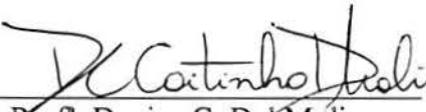
Porto Alegre

1998

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos orientadores e pelo Curso de Pós-Graduação.


Prof. Adriano V. D. Bica
Orientador


Prof. Luiz A. Bressani
Orientador


Prof. Denise C. Dal Molin
Coordenadora do CPGEC

Banca Examinadora

Prof. Tácio P. De Campos
Ph. D. – Imperial College/England

Prof. Nilo César Consoli
Ph. D. – Universidade de Concordia/CA

Prof. Jorge P. Ceratti
D. Sc. – COPPE/UFRJ

Dedico este trabalho
a meus pais Antônio e
Maria Isaura

AGRADECIMENTOS

Deixo os meus sinceros agradecimentos às seguintes pessoas:

Aos meus professores orientadores Adriano V.D. Bica e Luiz A. Bressani, pelo incentivo, pelo apoio, pelas “horas desperdiçadas” e principalmente pela amizade.

A professora Wai Y. Y. Gheling pelos incentivos nas horas certas.

A todos os professores da área de Geotecnia do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil pela amizade e profissionalismo.

Aos funcionários do Laboratório de Mecânica dos Solos, pela colaboração e amizade.

A todos os meus colegas deste curso de mestrado.

A Márcia A. Campello pela grande ajuda e incentivo desde que nos conhecemos, “um grande estímulo e ajuda para mim”.

Um agradecimento especial ao prof. Adriano V.D. Bica pelas muitas horas dedicadas ao meu ensino desde a montagem do equipamento ...

A todos aqueles que de uma forma ou de outra contribuíram para a finalização deste trabalho mas que permanecerão anônimos.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE SÍMBOLOS	xii
RESUMO	xiv
ABSTRACT	XV
LISTA DE FIGURAS	VII
ABSTRACT	XIV
1 INTRODUÇÃO	1
2 REVISÃO DA LITERATURA	4
2.1. Solos Estruturados Saturados	5
2.2 Módulo de Deformabilidade	16
2.2.1 Influência da deformação axial	17
2.2.2 Influência da tensão confinante	17
2.3 Solos Não Saturados	20
2.3.1 Fases dos solos não saturados	20
2.3.2 Sucção	22
2.3.3 Variáveis de estado	24
2.3.4 Resistência ao cisalhamento	25
2.4 Equipamentos de Ensaio	30
2.4.1 Ensaio triaxial com sucção controlada	30
2.4.2 Automação do ensaio triaxial	36
2.5 Medição Local de Deformações	41
3 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO E DO PROGRAMA DE CONTROLE	45
3.1 Descrição do Equipamento Triaxial	45

3.1.1 Câmara triaxial	46
3.1.2 Sistemas de aplicação de pressões	51
3.1.3 Instrumentação	53
3.1.4 Equipamento de aquisição de dados e controle de ensaios	62
3.1.5 Descrição do programa de controle dos ensaios	64
4 DESCRIÇÃO DO SOLO E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS	70
4.1 Descrição do solo	70
4.2 Técnica de amostragem e preparação dos corpos de prova	73
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	74
5.1 Procedimento de Ensaio	74
5.1.1 Programa de ensaios	76
5.2 Apresentação dos Resultados	77
5.2.1 Ensaios de cisalhamento direto para a escolha da jazida	78
5.2.2 Resultados dos Ensaios Triaxiais	79
Resistência ao cisalhamento	91
Superfície de cedência	92
Comparação entre os resultados da Vila Scharlau e da rodovia RS 239	97
Módulo de Young	98
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	101
6.1 Conclusões	101
6.1.1 Equipamento triaxial	101
6.1.2 Solo Residual de Arenito Botucatu	102
6.2 Sugestões para futuros trabalhos	103
6.2.1 Equipamento	103
6.2.2 Solo residual de arenito Botucatu	104
7 BIBLIOGRAFIA	105

LISTA DE FIGURAS

Figura:

2.1 – Ensaio edométrico (VARGAS, 1953)	6
2.2 – Espaço proposto para solos estruturados (VAUGHAN et al., 1988)	7
2.3 – Superfície de fluência para solos sedimentares (a) e residuais (b) (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)	10
2.4(a) – Ensaio oedométrico em material cimentado artificialmente (MACCARINI, 1987)	11
2.4(b) – Superfície de fluência para mesmo material, com índices de vazios diferente, ensaios triaxiais (MACCARINI, 1987)	11
2.5 – Desenho esquemático da superfície de fluência (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)	12
2.6 – Zonas de fluência (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990)	13
2.7 – Ensaio triaxial em solo cimentado artificialmente com $e=0,7$ (MACCARINI, 1987)	14
2.8 – Diminuição da resistência à tração em relação à variação volumétrica em ensaios triaxiais em solo artificialmente estruturado cimentado (MACCARINI, 1987)	15
2.9 – Curvas módulo cisalhante x deformação de cisalhamento (POROVIC & JARDINE, 1994)	18
2.10 – Variação do módulo de Young com a Tensão confinante (BRESSANI, 1990)	19
2.11 – Três situações do solo não saturado (WHEELER, 1988)	21
2.12 – Forma das bolhas de ar encontradas no solo (WHEELER, 1988)	22

2.13 – Envoltória de resistência ao cisalhamento para solos não saturados, baseada no critério de Mohr-Coulomb (FREDLUNG & RAHARDJO, 1993)	27
2.14 – Envoltória de resistência para a argila cinza de Madri (ESCARIO & SÁEZ, 1986)	28
2.15 – Envoltória de resistência para material compactado (DELAGE et al., 1987)	29
2.16 – Modificações na base da câmara triaxial para ensaios em solo não saturado (FREDLUNG & RAHARDJO, 1993)	33
2.17 – Equipamento triaxial utilizado por CUI & DELAGE (1996)	35
2.18 – Detalhe da sonda psicrométrica adaptada ao cabeçote do equipamento triaxial (ZERHOUNI, 1995)	36
2.19 – Equipamento montado por MASHHOUR (1995)	37
2.20 – Esquema do equipamento de ensaios triaxiais para solos não saturados capaz de controle automático de trajetórias de tensão (WHEELER & SIVAKUMAR, 1992)	40
2.21 – Fontes de erro na medição externa (BALDI et al., 1988)	42
2.22 – Comparação entre medição local e medição externa de deformações (MARTINS, 1994)	44
2.23 – Medidor de deformação radial utilizado por BRESSANI (1990)	44
3.1 – Esquema do equipamento de ensaio triaxial desenvolvido nesta dissertação	48
3.2 – Vista do equipamento: válvulas proporcionais, interface ar/água, computador e caixa de conexão dos sensores	49
3.3 – Vista do equipamento: câmara triaxial, transdutores de pressão e prensa triaxial	49
3.4 – Vista do equipamento: câmara triaxial com o corpo de prova e sensores locais de deformação	50
3.5 - Fixação da membrana de celulose no pedestal para ensaios em solos não saturados	50
3.6 – Sensor de medição local de deformação axial	55
3.7 – Caliper utilizado durante os ensaios	56
3.8 - Encaixe do pistão de cargas e cabeçote do corpo de prova	59
3.9 - Medidor de variação volumétrica	61

3.10 – Esquema do programa de controle	66
3.11 – Tela principal de ensaio	67
3.12 – Visualização da tela utilizada para o aumento de pressões	68
3.13 – Visualização da tela utilizada para variação volumétrica	69
4.1 – Curva granulométrica do material (BASTOS, 1997)	71
4.2 – Curvas características do solo residual de arenito Botucatu da jazida da rodovia RS 239 (BASTOS, 1997)	72
5.1 – Curvas tensão x deformação dos ensaios de cisalhamento direto	78
5.2 – Ensaio ET10 com $\sigma_c = 10$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $dV \times \epsilon_a$	83
5.3 - Ensaio com $\sigma_c = 25$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $dV \times \epsilon_a$	84
5.4 - Ensaio com $\sigma_c = 50$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $dV \times \epsilon_a$	85
5.5 - Ensaio com $\sigma_c = 100$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $dV \times \epsilon_a$	86
5.6 - Ensaio com $\sigma_c = 150$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $dV \times \epsilon_a$	87
5.7 - Ensaio com $\sigma_c = 200$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $dV \times \epsilon_a$	88
5.8 - Ensaio com $\sigma_c = 300$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $dV \times \epsilon_a$	89
5.9 – Ensaios triaxiais realizados	92
5.10 – Superfície de fluência e envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo residual de arenito Botucatu	93
5.11 – Determinação do ponto de fluência do ensaio de 50 kPa: (a) escala normal; (b) escala aritmética-log; (c) escala log-log	94
5.12 – Determinação do ponto de fluência do ensaio de 100 kPa: (a) escala normal; (b) escala aritmética-log; (c) escala log-log	95
5.13 – Determinação do ponto de fluência do ensaio de 200 kPa: (a) escala normal; (b) escala aritmética-log; (c) escala log-log	96
5.14 - Comparação das superfícies de fluência	97
5.15 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento e superfícies de fluência	98

	x
5.16 – Variação do módulo de Young com a deformação axial nos ensaios triaxiais	99
5.17 - Variação do módulo de Young com a tensão confinante para vários níveis de deformação específica	100

LISTA DE SÍMBOLOS

γ	Deformação de cisalhamento
τ	Tensão de cisalhamento
σ	Tensão total
α'	ângulo de atrito efetivo no diagrama pxq
ϕ'	Ângulo de atrito interno
σ_1'	Tensão principal maior efetiva
σ_3'	Tensão principal menor efetiva
ε_a	Deformação axial
ϕ^b	Ângulo de inclinação devido ao aumento de resistência provocado pela sucção matricial
σ_c	Tensão confinante
σ_d	Tensão desvio
σ_h	Tensão horizontal
γ_{nat}	peso específico natural do solo
ε_r	Deformação radial
σ_v	Tensão vertical
σ_v'	Tensão vertical efetiva
a'	intercepto “coesivo” no diagrama pxq
c'	Coesão efetiva
ε_v	Deformação volumétrica
e	Índice de vazios
E	Módulo de deformabilidade
e_0	Índice de vazios inicial

ET	Ensaio Triaxial
G	Módulo de cisalhamento, peso específico real dos grãos
k_0	Relação σ_h/σ_v para a qual ε_r é nula
p	$(\sigma_1 + \sigma_3)/2$
p'	$(\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$
q	$(\sigma_1 - \sigma_3)/2$
r	$(u_a - u_w)$
u_a	Porosidade de ar
u_w	Porosidade de água
w	Teor de Umidade
w_{fin}	Teor de umidade final
w_{ini}	Teor de umidade inicial

RESUMO

O estudo das propriedades mecânicas dos solos estruturados necessita de equipamentos de laboratório com características específicas. No caso de ensaios triaxiais, os equipamentos devem incorporar técnicas especiais, tais como: medição local de deformações e controle automático de trajetórias de tensão. Caso o solo seja ensaiado na condição não saturada, o equipamento deve ser capaz de controlar a sucção imposta ao corpo de prova. Esta dissertação apresenta a montagem de um equipamento triaxial automatizado para o estudo de solos estruturados, saturados e não saturados, sendo que para a execução de ensaios com diferentes trajetórias de tensões, pequenas modificações devem ser introduzidas no programa. O equipamento foi montado com peças encontradas no mercado nacional e de fácil aquisição. Este equipamento dispõe de medição local de deformações baseada em sensores de efeito Hall, com uma resolução de deformações axiais e radiais da ordem de 10^{-4} . O equipamento utiliza um sistema de válvulas proporcionais para o controle automático das pressões aplicadas. O equipamento assim construído, foi utilizado para estudar o comportamento mecânico de um solo residual de arenito Botucatu oriundo de uma jazida na rodovia RS 239. Este solo apresenta um índice de vazios médio de 0,62. Envoltórias de resistência ao cisalhamento para valores de pico e para valores de deformações axiais $>10\%$, foram determinadas a partir de resultados de ensaios triaxiais. Os resultados dos ensaios também permitiram identificar uma superfície de fluência. O efeito da cimentação, tanto na superfície de fluência como no módulo de Young, foi constatado através da análise das curvas tensão desvio x deformação axial, que mostram claramente uma mudança de comportamento associada à progressiva desestruturação do material.

ABSTRACT

The study of the mechanical properties of structured soils requires special laboratory testing equipment. For the case of triaxial tests, the equipment must be provided with special techniques, such as: local strain measurement and automatic stress path control. When the soil is unsaturated, the equipment must be able to control the suction imposed on the specimen. This dissertation describes the development of an automated triaxial equipment for the study of structured soils, either saturated or unsaturated. This equipment was assembled with parts easily available in the local market. The equipment has local strain measurement based on Hall effect sensors, with a resolution of 10^{-4} both for axial and radial measurement. It uses a system of proportional valves for the control of applied pressures. The equipment developed was used to investigate the mechanical behaviour of a residual soil of Botucatu sandstone, sampled from a quarry near the RS 239 road, showing an average void ratio of 0.62. Shear strength envelopes were identified both for the peak strength and for the strength corresponding to strains $> 10\%$. A yield surface was also identified from the test results. The effect of cementation, both on the yield surface and Young's modulus, was observed on the stress-strain curves, which clearly show a change of behaviour related to progressive material destructuring.

1 INTRODUÇÃO

Os solos estruturados constituem, hoje, uma parte importante da mecânica de solos. Seu comportamento diferenciado dos solos sem qualquer cimentação entre partículas necessita de um melhor entendimento para que se possa avaliar o seu comportamento mecânico nos estados saturado e não saturado.

Entre os primeiros trabalhos sobre solos estruturados podem ser citados os de MACCARINI (1987), BRESSANI (1990) e LEROUEIL & VAUGHAN (1990). Uma atualização destes trabalhos dirigida à discussão de modelos constitutivos, foi feita por LEROUEIL et al (1996). Nesta área, no Laboratório de Mecânica de Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LMS/UFRGS), salientam-se os trabalhos descritos por MARTINS (1994) e MARTINS et al. (1996). Estes pesquisadores utilizaram amostras saturadas em laboratório.

Entretanto, em campo, os solos estruturados normalmente se encontram na condição não-saturada, sendo necessário um estudo destes materiais nestas condições. Há diversos problemas de se trabalhar com solos estruturados não saturados: primeiro, a necessidade da medição do comportamento do solo a pequenas deformações, devido à influência da cimentação; segundo, a duração de ensaios não saturados, que é muito longa devido à impedância do sistema (FREDLUND & RAHARDJO, 1993). Isto torna evidente a grande vantagem da realização de ensaios de laboratório automatizados. A capacidade de leitura de vários transdutores em um intervalo de tempo reduzido, principalmente durante o início do ensaio, possibilita a análise do comportamento do solo, quando submetido a

pequenas deformações. Por outro lado, a necessidade de execução de ensaios com duração total mais longa é uma tarefa difícil de ser executada com operação manual devido ao número de dados a ser coletado.

Considerando esses fatores, este trabalho tem como um dos objetivos a automação de um equipamento triaxial, capaz de permitir ensaios que permitam a obtenção de dados sobre solos estruturados naturais. O solo residual de arenito Botucatu foi escolhido por ser um solo estruturado natural homogêneo e por ter apresentado vários tipos de problemas relacionados com estabilidade de taludes e erosão.

Este trabalho experimental complementa os resultados obtidos anteriormente por MARTINS (1994), embora em seu estudo o solo apresentasse uma densidade menor. Estes materiais foram objeto de pesquisas anteriores no LMS/UFRGS, tendo sido caracterizados por vários autores como Orlandini (1991), Nuñez (1991) e Martins (1994), que estudaram a jazida situada na Vila Scharlau, no município de São Leopoldo.

Para a análise do comportamento do solo, a pequenas deformações, o equipamento montado nesta dissertação utiliza medição local de deformações, técnica de medição já consagrada e que forneceu bons resultados conforme ressaltam BRESSANI (1990 e 1994) e MARTINS (1994). A automação foi realizada com o uso de um microcomputador, de placas analógico-digital e digital-analógico, e de um *software* para o desenvolvimento de programas, específicos para controle de processos. O trabalho descreve a instrumentação utilizada, os sensores de medição local de deformações, o *data logger*, e outras informações quanto ao sistema de controle. São apresentadas, também, as principais características do programa desenvolvido para aquisição de dados e controle do equipamento triaxial.

As amostras de solo residual de arenito Botucatu ensaiadas foram coletadas na rodovia RS 239, perto do município de Novo Hamburgo, distante cerca de 10 km da jazida de Vila Scharlau. Foram realizados 7 ensaios de compressão triaxial no equipamento desenvolvido, na condição saturada. Estes ensaios forneceram dados para a análise das envoltórias de pico e de grandes deformações, bem como a superfície de cedência do

material. Para a jazida estudada nesta dissertação, foram feitos, também, ensaios de caracterização e a determinação da curva característica.

Neste trabalho, foram observadas a influência da densidade sobre (a) os parâmetros de resistência ao cisalhamento e (b) a variação do módulo de deformabilidade com as tensões confinantes e com o nível de deformações aplicado. Esses resultados demonstraram claramente o efeito da cimentação sobre o comportamento do solo residual de arenito Botucatu.

2 REVISÃO DA LITERATURA

O estudo do efeito da cimentação em solos residuais foi iniciado, na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, por Martins (1994). Esse estudo abrangeu o comportamento mecânico de solos naturalmente cimentados saturados, tendo sido executados ensaios triaxiais com diferentes trajetórias de tensão. Para a realização do estudo, Martins (1994) desenvolveu um equipamento triaxial especial com controle automático de trajetórias de tensão, juntamente com instrumentos para medição local de deformações. Como os solos residuais são naturalmente não saturados, além de cimentados, o objetivo desta dissertação é desenvolver um novo equipamento triaxial para iniciar o estudo destes materiais, na condição saturada e não saturada, tão próxima quanto possível da condição de campo.

Para isso, neste capítulo são revistos os conceitos fundamentais necessários para o desenvolvimento desta dissertação, na seguinte sequência: a) solos cimentados naturais, b) Módulo de deformabilidade, c) Solos não saturados, d) equipamentos de ensaios triaxiais em corpos de prova saturados e não saturados e e) técnicas para a medição local de deformações.

2.1. Solos Estruturados Saturados

Para a previsão do comportamento mecânico dos materiais, a engenharia necessita de modelos conceituais e matemáticos que descrevam sua natureza. A mecânica de solos clássica utiliza os conceitos de porosidade inicial e sua modificação pela história de tensões (VAUGHAN, 1985; VAUGHAN, MACARINI & MOKHTAR, 1988), não considerando a cimentação entre partículas como uma característica importante na determinação do comportamento mecânico dos solos. A resistência e a rigidez que advêm da cimentação das partículas eram consideradas apenas uma característica geral da mecânica das rochas, e só mais recentemente é que se reconhece que vários solos naturais têm essas características de rigidez e resistência devido a uma estrutura cimentada, situando-se numa área do conhecimento intermediária à mecânica das rochas e mecânica dos solos (GENS & NOVA, 1993).

Em solos naturais, a cimentação tem várias origens, como a deposição de sais de sílica nos contatos das partículas na areia; deposição de carbonatos, hidróxidos ou matéria orgânica em solução; recristalização de minerais durante os processos de decomposição; modificação da camada de água adsorvida de argilas e forças de atração entre partículas. Já para solos cimentados artificialmente, utilizados para melhorar as propriedades mecânicas do substrato, a adição de cimento portland ou cal em contato com água fornece as ligações cimentantes entre partículas (PRIETTO, 1996; THOMÉ, 1994).

Solos com estas características não podem mais ser considerados materiais especiais, já que este comportamento é comum em materiais geológicos naturais e artificiais e tem uma grande influência na engenharia. Estas propriedades devem ser incluídas nos conceitos gerais de mecânica de solos e devem merecer a mesma importância que o índice de vazios e a história de tensões.

O comportamento de um solo depende da composição ou da natureza das suas partículas (forma, tamanho e mineralogia) e do arranjo estrutural em que estas partículas se encontram dentro do solo, na condição não perturbada (WESLEY, 1990). LEROUEIL e VAUGHAN (1990) definem o efeito combinado do arranjo de partículas e cimentação como “estrutura”. VARGAS (1953) observou o comportamento de um solo residual em ensaios edométricos (figura 2.1), notando a diferença na curva índice de vazios x tensão vertical efetiva entre o solo intacto e o solo remoldado. Esta diferença é explicada pelo fato da cimentação poder sustentar uma estrutura com alto índice de vazios, sendo que, depois de destruída, não se consegue reproduzir a mesma relação índice de vazios x tensão vertical efetiva.

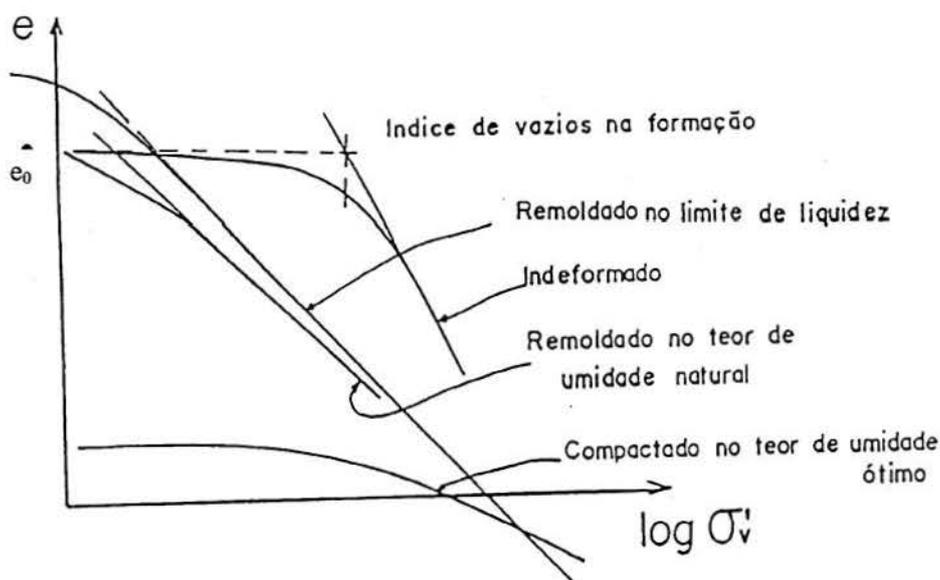


Figura 2.1 - Ensaios edométricos (VARGAS, 1953).

VAUGHAN et al. (1988) sugeriram separar o espaço índice de vazios x tensão vertical efetiva através da curva de compressão do solo desestruturado, definindo então duas regiões neste espaço. A região superior é permitida apenas para solos estruturados, capazes de manter um alto índice de vazios para a tensão vertical aplicada. A outra região é permitida para todos os estados estruturais do material, conforme mostrado na figura 2.2.

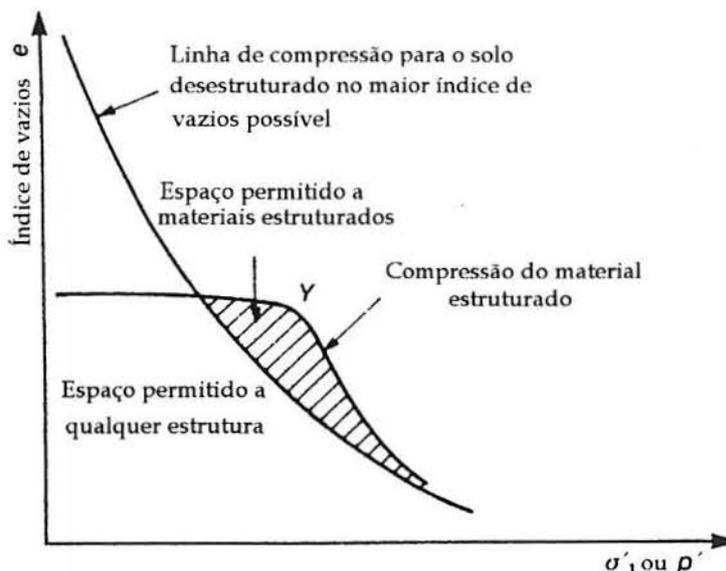


Figura 2.2 - Espaço proposto para solos estruturados (VAUGHAN et al., 1988).

Diversos materiais apresentam o comportamento de materiais estruturados. Os solos sedimentares, formados através dos mecanismos da erosão e transporte, seguidos da deposição e adensamento devido ao seu peso próprio, apresentam uma certa estrutura. Posteriormente, estes solos podem sofrer alterações em suas propriedades devido aos processos de pré-adensamento, adensamento secundário, lixiviação e cimentação (BJERRUM, 1967).

No adensamento de argilas, incluindo argilas moles, há uma diminuição do índice de vazios com o tempo (adensamento secundário), que gera um aparente aumento na pressão de pré-adensamento e na resistência não drenada (BJERRUM, 1967). Porém, outros efeitos de natureza estrutural podem ocorrer nestes solos, como a tixotropia associada ao rearranjo de partículas e ao sistema catiônico (MITCHELL, 1976), ou à cimentação através da deposição de carbonatos, óxidos de ferro e alumínio nos contatos entre partículas. TAVENAS & LEROUEIL (1990) concluíram que a maioria das argilas moles podem ser consideradas estruturadas.

Na prática, no caso de argilas moles, é difícil separar o efeito da estrutura do efeito da compressão secundária. Porém, evidências de estrutura podem ser obtidas através da comparação de ensaios edométricos entre material natural e o material remoldado, onde

as curvas de compressão para o material natural submetido a carregamento vertical atingem maiores níveis de tensão para um certo índice de vazios do que é possível para o material onde a estrutura foi destruída, por exemplo, através de amolgamento (MESRI, ROKSAR e BOHOR, 1975; LOCAT & LEFEBVRE, 1987; LAPIERRE 1987). Outra característica desses materiais é que a sua superfície de cedência é mais ou menos centrada na linha K_0 normalmente adensada, devido à anisotropia do material (figura 2.3 (a)). Essa anisotropia das argilas moles é adquirida durante a deposição e sedimentação. Em argilas pré-adensadas e em alguns lamitos brandos, os carregamentos elevados geram uma densidade elevada em relação a sua tensão efetiva de campo atual. O conseqüente pré-adensamento desses materiais está associado ao aparecimento de uma tensão de cedência na curva de compressão do ensaio edométrico, difícil de ser observada devido a sua densidade.

No caso de areias, a formação de depósitos arenosos é muito complexa, porém, evidências de estrutura têm sido observadas em laboratório e campo (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). LEE (1977) descreveu o desenvolvimento de estrutura em amostras de areia sujeitas a altas pressões. MITCHELL & SOLYMAR (1984) observaram um aumento da resistência à penetração com o tempo em solos granulares recentemente depositados e posteriormente densificados por vibro-compactação, compactação dinâmica ou explosões. Outras evidências para o aparecimento de estrutura foram revisadas por estes autores, incluindo a dissolução e a reprecipitação de sílica nos contatos entre as partículas. A cimentação aumenta a resistência ao cisalhamento de pico, a rigidez e a fragilidade de areias estabilizadas com cimento, conferindo também alguma resistência à tração a estes materiais (CLOUGH et al, 1981).

Os solos residuais são o produto do intemperismo químico e físico das rochas, que geralmente diminuem sua densidade aumentando a porosidade. A história de tensões tem pequena influência nas suas propriedades. Conforme LEROUEIL & VAUGHAN (1990), a cristalização associada com a formação de novos minerais e a precipitação de sais nos contatos de partículas são responsáveis pela formação da estrutura dos solos residuais.

A cedência dessa estrutura pode ser observada em ensaios edométricos, sendo o ponto de cedência interpretado como uma espécie de pressão de pré-adensamento. Esta estrutura também apresenta um intercepto coesivo na envoltória de resistência ao cisalhamento mesmo quando o solo é muito poroso e se contrai durante o cisalhamento, evidenciando que este componente de resistência ao cisalhamento deve-se mais à influência da estrutura do que à influência da densidade (VAUGHAN, 1985).

A figura 2.3 compara a superfície de cedência para os casos de solos sedimentares e solos residuais. Para o caso de solos residuais a curva é centrada no eixo horizontal do diagrama de tensões, sugerindo que a estrutura desenvolvida em solos residuais é isotrópica, conforme LEROUEIL & VAUGHAN (1990).

As figuras 2.4 (a) e 2.4 (b) mostram resultados de duas séries de ensaios triaxiais e edométricos, realizados num mesmo material artificialmente cimentado. A técnica de preparação destes solos foi descrita por MACCARINI (1987) e BRESSANI (1990), consistindo em queima ao forno de misturas areia-caulim com diferentes índices de vazios. Comparando as curvas de compressão dos ensaios edométricos, percebe-se que a cedência fica mais claramente definida quanto maior for o índice de vazios do material. Além disto, percebe-se que o solo estruturado entra em cedência numa tensão e índice de vazios que é impossível para o mesmo solo sem estrutura. A forma e a magnitude das superfícies de cedência determinadas com ensaios triaxiais são muito diferentes, o que reflete o diferente índice de vazios.

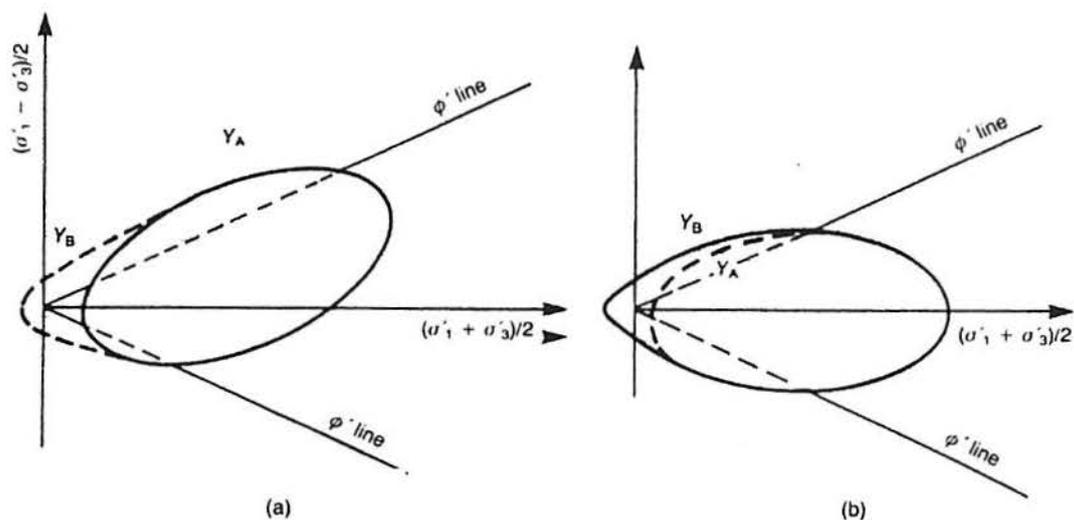


Figura 2.3 - Superfície de cedência para solos sedimentares (a) e residuais (b) (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

No caso de ensaios triaxiais, a cedência ocorre a diferentes níveis de tensão conforme a trajetória de tensões seguida. Em princípio, a cedência é definida como uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação no caso de variação monotônica da tensão aplicada. A cedência de uma estrutura é demonstrada por uma mudança irreversível na rigidez e/ou na resistência ao cisalhamento do material. Conforme JARDINE et al. (1991) é possível reconhecer 3 superfícies de cedência durante o carregamento, denominadas Y1, Y2, Y3. A primeira superfície, Y1, corresponde ao limite elástico do material, sendo ultrapassada para deformações da ordem de 10^{-5} para solos não-estruturados e 10^{-4} para solos estruturados. Para deformações maiores que este limite, surgem deformações elásticas não-lineares. A segunda superfície, Y2 corresponde ao limite de deformações elásticas não lineares. A superfície de cedência Y3 corresponde a uma mudança estrutural irreversível com grande variação na rigidez do material. Nos estudos de LEROUEIL & VAUGHAN (1990), as superfícies de cedência estudadas correspondem à superfície Y3 definida por JARDINE et al. (1991).

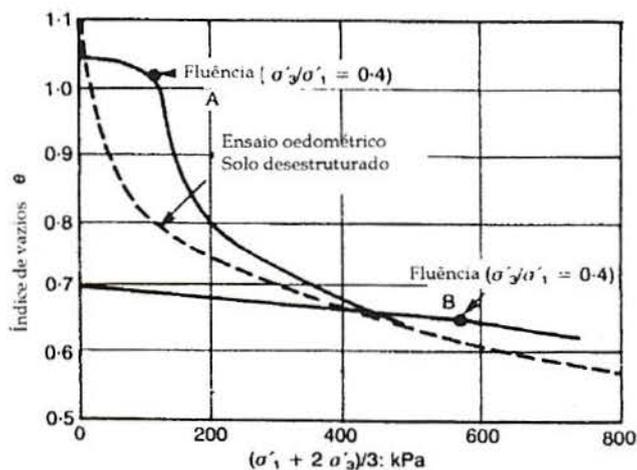


Figura 2.4 (a) - Ensaios edométricos em material cimentado artificialmente (MACCARINI, 1987).

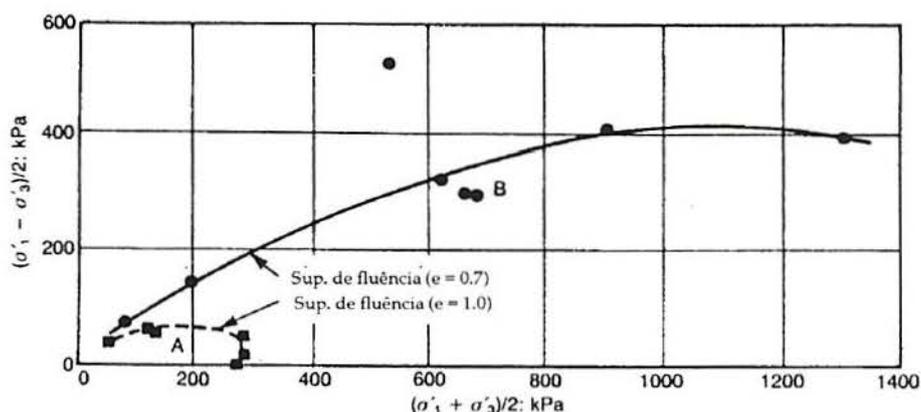


Figura 2.4 (b) - Superfícies de cedência para mesmo material, com índices de vazios diferente, ensaios triaxiais (MACCARINI, 1987).

A tensão de cedência é dependente e proporcional ao aumento da velocidade de deformação (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). A figura 2.5 mostra um desenho esquemático das superfícies de cedência Y3 para argilas e rochas brandas, apresentadas em relação à trajetória de tensões do ensaio triaxial com deformação radial nula e à envoltória de resistência ao cisalhamento do mesmo solo na condição desestruturada (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

A superfície de cedência do solo estruturado pode ser dividida em três zonas, conforme a figura 2.6. Estas zonas são denominadas: **cedência por compressão**, **cedência**

por cisalhamento e cedência por expansão do material. A cedência por compressão ocorre para níveis de tensão inferiores à ruptura, quando a tensão aplicada se iguala à máxima tensão suportada pela estrutura. A cedência por cisalhamento ocorre quando a tensão de cedência se iguala à resistência ao cisalhamento de pico do material. Isto se desenvolve para baixas tensões confinantes. Devido à estrutura, a tensão aplicada ultrapassa a envoltória de resistência ao cisalhamento a grandes deformações. Por último, a cedência por expansão do material ocorre quando há um descarregamento até níveis de tensão efetiva muito baixos.

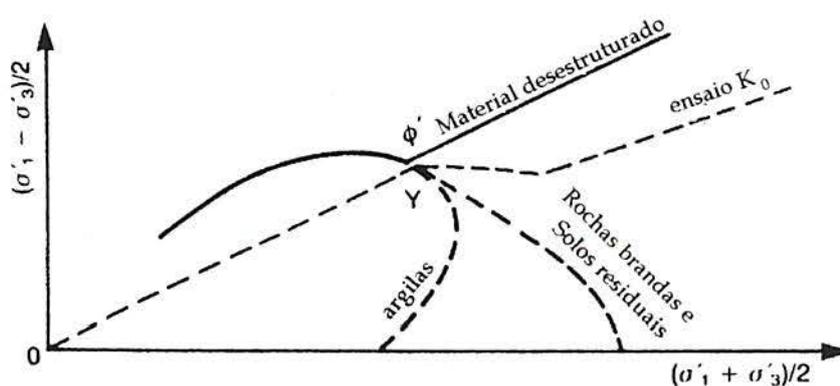


Figura 2.5 - Desenho esquemático da superfície de cedência (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

O comportamento tensão-deformação antes da cedência é comparativamente rígido, mas não necessariamente elástico. Parte da estrutura pode ser danificada devido à variação da tensão aplicada antes de ser atingida a cedência primária, conforme VAUGHAN et al. (1988). Os mesmos autores sugeriram que uma cedência inicial pode ocorrer a tensões muito abaixo da cedência primária, conceito este semelhante ao de superfícies de cedência Y1, Y2 e Y3 descritas por JARDINE et al. (1991).

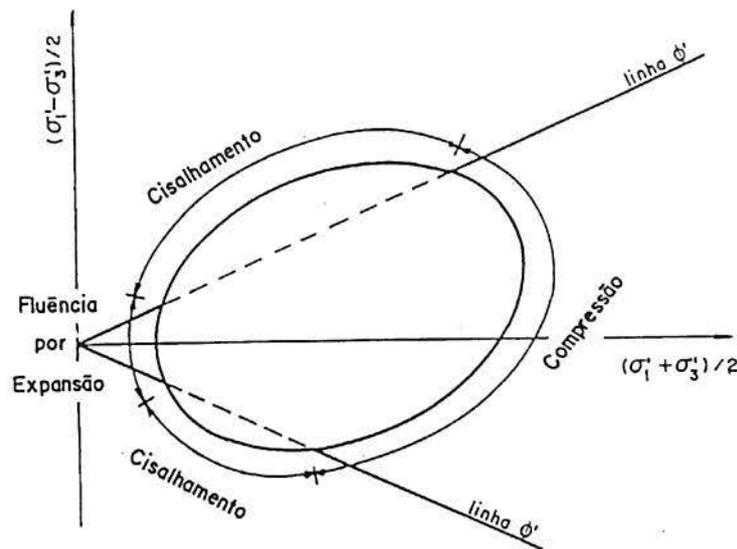


Figura 2.6 - Zonas de cedência (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

A estrutura do solo pode ser danificada caso a amostra seja submetida inicialmente a trajetórias de tensão diferentes da trajetória de ensaio de referência, ou a carregamentos cíclicos, como ocorre por exemplo na medição do parâmetro B (BRESSANI & VAUGHAN, 1989). Estes autores mostraram que ciclos de tensão isotrópica podem danificar a estrutura do material, mesmo quando as tensões a que o corpo de prova for submetido permanecerem abaixo da curva de cedência.

Ensaio a baixas tensões confinantes mostram que o material apresenta um pico de resistência ao cisalhamento seguido de um comportamento de *strain softening*, semelhante a um solo não coesivo compacto. A diferença principal reside na não coincidência entre a máxima taxa de deformação volumétrica e a resistência ao cisalhamento de pico, como era também de se esperar para solos não coesivos compactos. Esse comportamento demonstra que a resistência ao cisalhamento de pico é controlada mais pela estrutura do que pela densidade (figura 2.7).

A estrutura do solo não é completamente destruída pela cedência primária. Isso requer uma deformação pós-cedência substancial. Portanto, a cedência da estrutura deve ser considerada um processo progressivo. AVERSA et al (1993) analisando ensaios de 2 argilas sensíveis e um solo piroclástico, concluíram que para ensaios triaxiais a

desestruturação parece ser um processo longo e contínuo, que se completa somente para grandes deslocamentos, nem sempre alcançados em ensaios triaxiais. A perda progressiva da estrutura pode ser vista na figura 2.8, onde estão mostrados resultados normalizados de ensaios de tração em corpos de prova de ensaios triaxiais depois de serem submetidos a um certo nível de deformação (MACCARINI, 1987).

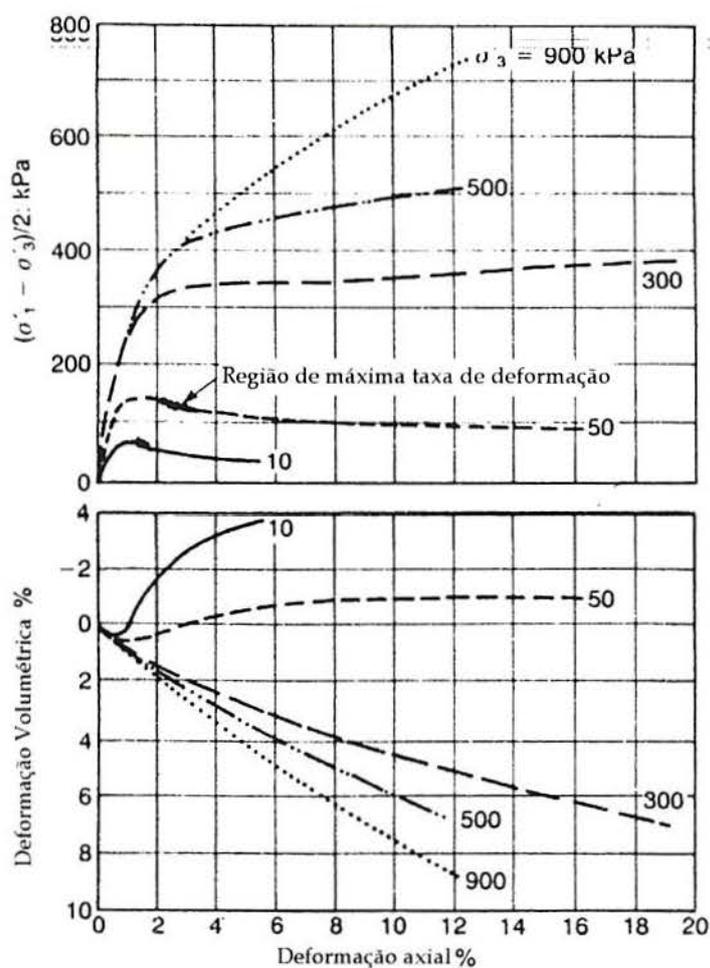


Figura 2.7 - Ensaio triaxiais em solo cimentado artificialmente com $e=0,7$ (MACCARINI, 1987).

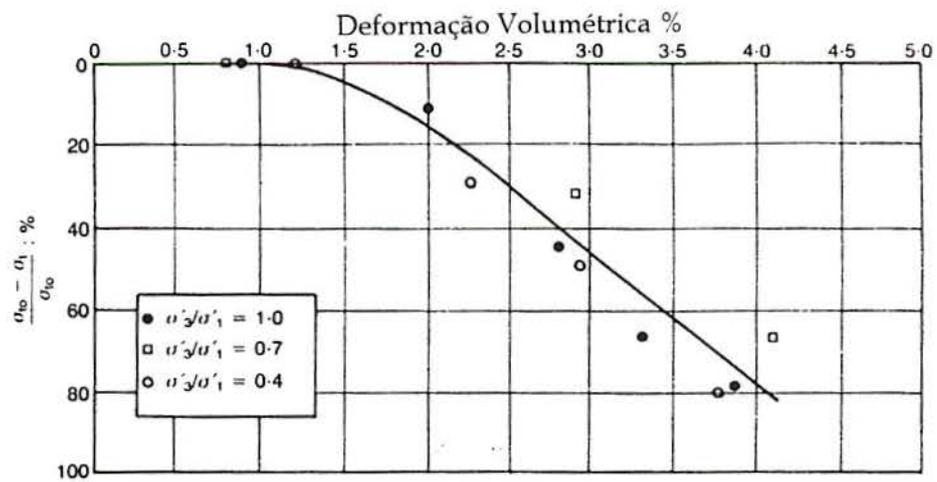


Figura 2.8 - Diminuição da resistência à tração em relação à variação volumétrica em ensaios triaxiais em solo artificialmente estruturado cimentado (MACCARINI, 1987).

2.2 Módulo de Deformabilidade

A determinação dos parâmetros de deformabilidade de um solo é necessária para a maioria dos projetos geotécnicos e também para a utilização em modelos constitutivos. Para a discussão sobre a deformabilidade dos solos, deve-se considerar seu caráter não linear e inelástico. Várias equações empíricas foram propostas na literatura para relacionar o módulo de cisalhamento G com os parâmetros mais importantes do solo. Dentre as equações propostas, as mais utilizadas são as de HARDIN & DRNEVICH (1972b). Estes autores admitiram que o módulo de cisalhamento e a deformação de cisalhamento estão relacionados por uma lei hiperbólica. Esta lei foi determinada a partir de ensaios de coluna ressonante em diversos tipos de solo. Mais recentemente, PUZRIN & BURLAND (1996) apresentaram uma discussão sobre o tipo de função matemática que melhor descreve a curva do módulo de cisalhamento versus deformação de cisalhamento. Estes autores compararam as leis hiperbólicas propostas na literatura com novos resultados experimentais. PUZRIN & BURLAND (1996) concluíram que uma lei logarítmica se ajusta melhor para solos e rochas, proporcionando maior precisão tanto a grandes como a pequenas deformações.

Os principais parâmetros do solo que influenciam o módulo de cisalhamento, conforme o trabalho pioneiro de HARDIN & DRNEVICH (1972a), são: (a) a deformação de cisalhamento, (b) a tensão confinante, (c) o índice de vazios e (d) o grau de saturação. Segundo aqueles autores, outros parâmetros também influenciam no valor do módulo de cisalhamento, porém com uma importância menor. Mais recentemente, foi reconhecida a grande influência da anisotropia sobre o módulo de cisalhamento, principalmente para pequenas deformações (BELLOTTI et al., 1996). Quando resultados de ensaios triaxiais são analisados, geralmente se utiliza o módulo de Young em lugar do módulo de cisalhamento e a deformação axial ao invés da deformação de cisalhamento. Cabe salientar que as equações empíricas, geralmente expressas em função do módulo de cisalhamento e da deformação de cisalhamento, podem ser utilizadas para a interpretação de ensaios

triaxiais, relacionando-se E e G , além de γ e ε_a , através de expressões da teoria da elasticidade (LAMBE & WHITMAN, 1979).

2.2.1 Influência da deformação axial

Analisando-se a curva tensão-deformação de um solo submetido a um ensaio triaxial, nota-se que este material apresenta um comportamento não linear e inelástico. Porém, para pequenas deformações axiais, da ordem de 10^{-6} a 10^{-4} , este material apresenta características elásticas e comportamento comparativamente rígido, tendo seu módulo de deformabilidade máximo nestes níveis de deformação. A maior parte dos solos apresenta um comportamento elástico para deformações menores que 10^{-4} , dando origem ao trecho de módulo de deformabilidade constante mostrado na figura 2.9. Existem evidências de que a deformação máxima do limite elástico para solos estruturados é maior do que para solos não estruturados (CUCCOVILO & COOP, 1997). À medida em que as deformações axiais vão aumentando, o módulo de deformabilidade começa a decrescer, sendo fortemente influenciado pela magnitude da deformação de cisalhamento, conforme a figura 2.9.

2.2.2 Influência da tensão confinante

ordem de 10^{-5} , até 1 para deformações maiores, particularmente em torno da ruptura. Mais recentemente, POROVIC & JARDINE (1994) também observaram este comportamento estudando areias médias fofas. As curvas de módulo de cisalhamento versus tensão confinante encontradas por POROVIC & JARDINE (1994), quando plotadas numa escala log-log, permitem identificar os gradientes das retas ajustadas variando de aproximadamente 0,5 a 1, dependendo do nível de deformação cisalhante do material. Deve-se observar que os experimentos realizados por HARDIN & DRNEVICH (1972) e POROVIC & JARDINE (1994) correspondem a solos não estruturados (areias reconstituídas em laboratório).

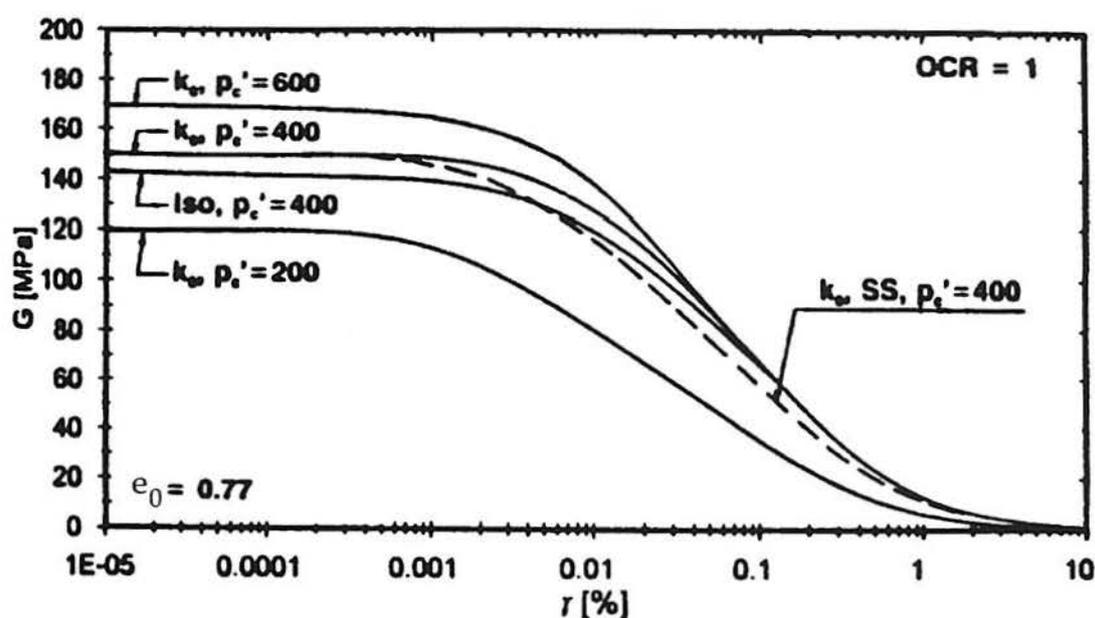


Figura 2.9 - Curvas módulo cisalhante x deformação de cisalhamento (POROVIC & JARDINE, 1994).

Poucos estudos foram realizados até ao momento sobre os parâmetros de deformabilidade de solos estruturados a pequenas deformações. Ensaio triaxiais realizados por CUCCOVILO & COOP (1997), em areias com um alto grau de cimentação, mostraram que a variação do módulo de deformabilidade com a tensão confinante diverge do padrão mostrado anteriormente. A característica mais importante é a pequena influência da tensão confinante sobre a variação do módulo de deformabilidade medido a pequenas deformações

para determinados intervalos de tensão confinante. BRESSANI (1990) mostrou que a variação do módulo de deformabilidade com a tensão confinante para um solo artificialmente cimentado não é linear para deformações axiais de 0,2%, por exemplo, mostrando que este módulo sofre um aumento de maior intensidade para pequenas tensões confinantes até um certo valor. A partir deste valor, o módulo permanece constante para incrementos pequenos de tensão confinante. Aumentando-se a tensão confinante, o módulo de deformabilidade voltava a aumentar (figura 2.10).

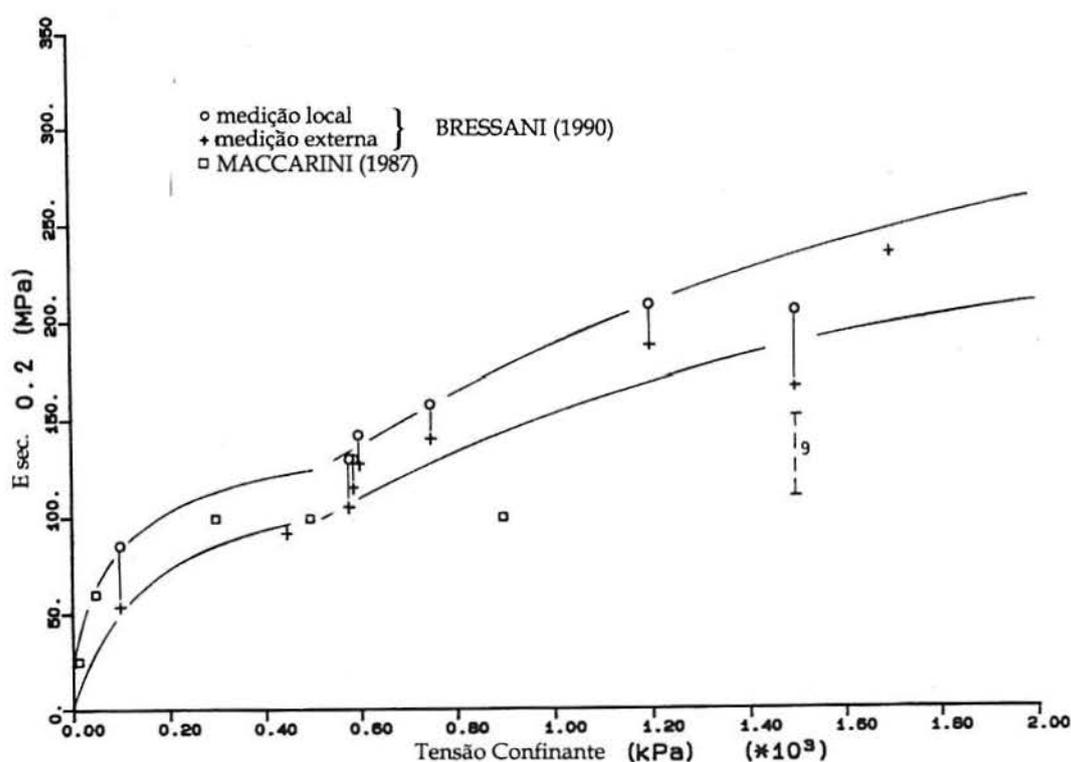


Figura 2.10 - Variação do módulo de deformabilidade com a tensão confinante (BRESSANI, 1990).

Trabalhando com solo residual de arenito Botucatu, MARTINS (1994) observou, também, uma redução do módulo de deformabilidade com o aumento da deformação axial. Aquele estudo mostrou que a rigidez deste material é dependente do tipo de trajetória de tensões seguida, talvez devido à anisotropia causada pela clara estratificação horizontal.

2.3 Solos Não Saturados

Existem inúmeras situações em que os solos se afastam do comportamento estudado pela Mecânica dos Solos Clássica, em especial os solos não saturados das regiões tropicais. O crescimento econômico destas áreas menos desenvolvidas, com obras de grande porte em materiais pouco conhecidos, tem levado a um interesse crescente pelo comportamento dos solos não saturados.

2.3.1 Fases dos solos não saturados

Reconheciam-se nos solos não saturados 3 fases distintas: a) fase sólida, onde estão as partículas minerais, b) fase líquida, onde em geral se considera a água que preenche parcialmente os vazios do solo e c) a fase gasosa onde está o ar que preenche a outra parte do solo (LAMBE & WHITMAN, 1979). Em estudos feitos por FREDLUND & MORGENSTERN (1977) foi proposto o reconhecimento de uma quarta fase, denominada membrana contráctil, representada pela interface ar-água. Esta interface possui propriedades físicas próprias.

A figura 2.11 apresenta três situações gerais dos solos não saturados. Para solos com um grau de saturação baixo, a fase gasosa (ar) é contínua e a fase líquida (água) forma meniscos nos contatos entre as partículas, sendo descontínua. Para um grau de saturação alto, a fase líquida se torna contínua e a fase gasosa se faz presente na forma de bolhas dentro da massa de solo. Solos com um grau de saturação intermediário apresentam ambas as fases líquida e gasosa contínuas. Estas 3 situações apresentam comportamentos mecânicos distintos (WHEELER, 1988).

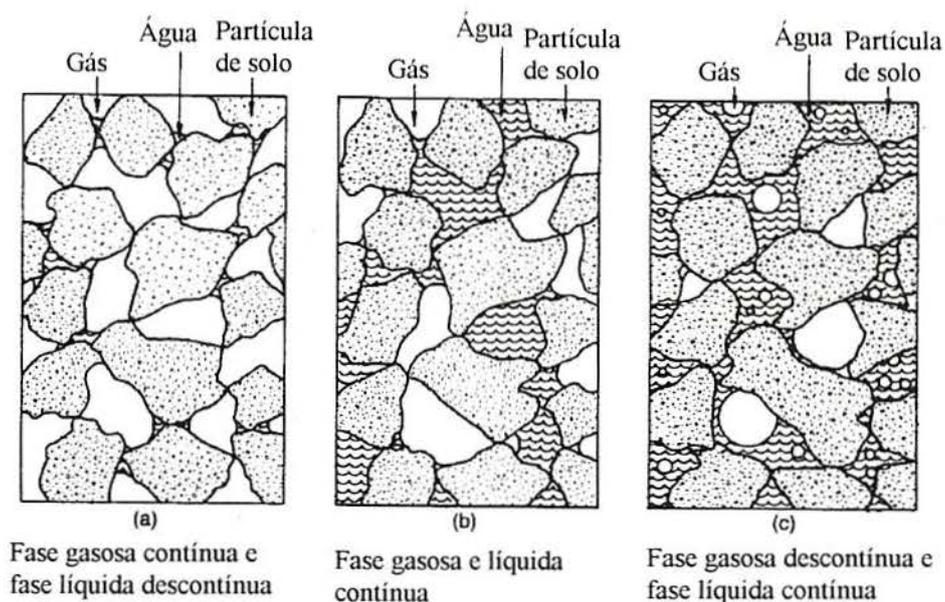


Figura 2.11 - Três situações do solo não saturado (WHEELER, 1988).

Num grau de saturação alto, onde a fase gasosa se apresenta sob forma de bolhas na fase líquida, o tamanho destas bolhas se torna um fator importante no comportamento deste material. A figura 2.12(a) mostra bolhas pequenas, que se encaixam nos vazios do solo sem distorcer sua estrutura. Neste modelo, as bolhas de ar têm uma única curvatura ou diâmetro, que controla a diferença entre a pressão de ar e a pressão de água (que é o próprio raio da bolha). A figura 2.12(b) ilustra o outro extremo, onde as bolhas são maiores que as partículas de solo, causando distorções na estrutura e apresentando uma interface com um grande número de meniscos, os quais são responsáveis pela ligação entre as partículas (WHEELER, 1988).

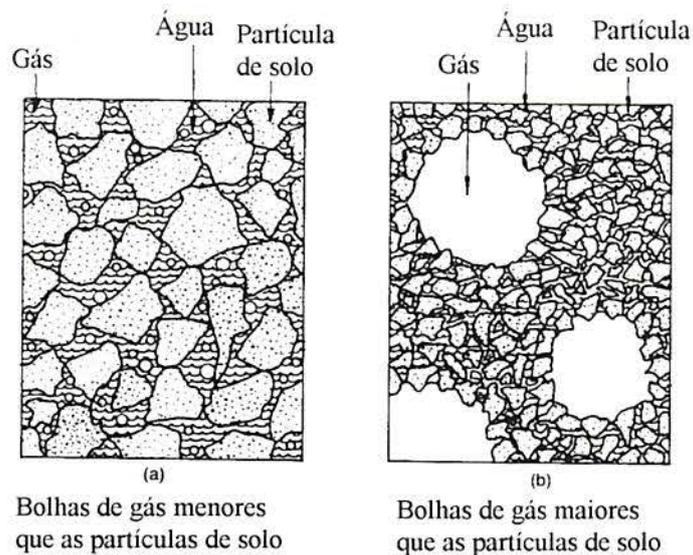


Figura 2.12 - Forma das bolhas de ar encontradas no solo (WHEELER, 1988).

2.3.2 Sucção

Segundo AITCHISON (1961), o estado da água num solo pode ser expresso em termos da energia livre relativa à água pura. A energia livre pode ser expressa por intermédio de potenciais (ψ), cargas hidráulicas (h) ou pressões (p). Portanto, as variações de umidade nos solos estão intimamente ligadas com as modificações na energia livre da massa de água contida em seus poros.

A energia potencial da água intersticial de um solo é positiva ou negativa conforme o solo tenda a expulsar ou absorver água, respectivamente, quando colocado em contato com água livre pura na pressão atmosférica e na mesma temperatura do solo. Isso equivale a considerar que a energia livre relativa na água pura sob pressão atmosférica é nula.

Portanto, o potencial total da água intersticial é definido pela seguinte expressão:

$\psi = \psi_g + \psi_m + \psi_o + \psi_a + \psi_p$, onde:

ψ - potencial total;

ψ_g - potencial gravitacional

ψ_m - potencial matricial;

ψ_o - potencial osmótico;

ψ_a - potencial pneumático;

ψ_p - potencial de pressão de consolidação

MARSHALL (1959) sugeriu que apenas duas componentes poderiam ser consideradas para definir o potencial total de um solo não saturado: a) o potencial matricial e b) o potencial osmótico.

Do potencial matricial derivam as forças capilares e de adsorção ($\Delta P_m = \Delta P_c + \Delta P_{ad}$). Portanto, como o potencial ψ_m é o trabalho correspondente à pressão negativa ΔP_m em relação à unidade de massa de água, tem-se que :

$\psi_m = -g \cdot S_m$, onde: g é a gravidade; e S_m a sucção matricial.

Para o potencial osmótico, tem-se que:

$\psi_o = -g \cdot S_o$, onde S_o é a sucção osmótica.

A sucção osmótica pode ser definida como a pressão negativa a que se deve submeter a água pura para que exista equilíbrio ao colocá-la em contato com a água do solo através de uma membrana semi-permeável.

Portanto, o potencial total de água do solo é igual a:

$\psi = \psi_m + \psi_o = -g \cdot (S_m + S_o) = -g \cdot S$.

A grandeza sucção total (S) corresponde ao trabalho total das forças de capilaridade, adsorção e osmose.

2.3.3 Variáveis de estado

O comportamento de um solo não saturado é mais complexo do que o de um solo saturado. As variáveis utilizadas na descrição do estado de tensões de um solo devem ser independentes das suas propriedades físicas, devendo ser expressas em termos de tensões capazes de serem medidas (FREDLUND & RAHARDJO, 1993). Por isso as equações utilizadas para descrever o comportamento de um solo não saturado, baseadas nas tensões efetivas, como as equações propostas por BISHOP (1959) e JENNINGS (1961) (apud FREDLUND & RAHARDJO, 1993), apresentam diferentes magnitudes para diferentes problemas, ou trajetórias de tensões, ou tipos de solo (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

FREDLUND & MORGENSTERN (1977), realizaram uma análise de equilíbrio considerando um prisma cúbico de solo não saturado. Nesta análise foi considerado que todas as fases estão em equilíbrio, e que cada fase é um meio contínuo, linear, independente e isotrópico. Deste trabalho foram definidas 3 combinações de variáveis de estado para um solo não saturado (tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Combinações das variáveis de estado para um solo não saturado.

Pressão de referência	Variáveis de estado
ar (u_a)	$(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$
água (u_w)	$(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$
Tensão total (σ)	$(\sigma - u_a)$ e $(\sigma - u_w)$

Vários estudos mostraram que as variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ são as mais satisfatórias para a engenharia (FREDLUND & RAHARDJO, 1993). Esta combinação é vantajosa pois permite separar o efeito da variação da tensão normal do efeito da variação da pressão de água nos poros do solo, já que a pressão de ar nestes poros normalmente é a pressão atmosférica.

2.3.4 Resistência ao cisalhamento

Vários autores propuseram equações para representar o comportamento de um solo não saturado. AITCHISON (1961) e JENNINGS (1961) apud FREDLUND & RAHARDJO, 1993 propuseram equações parecidas e necessitando da determinação da relação de um parâmetro específico (ψ e β) com o grau de saturação. BISHOP (1959) propôs uma equação baseada nas tensões efetivas, a única que relacionava as variáveis de estado de um solo não saturado, onde:

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w), \text{ sendo que:}$$

σ' = tensão efetiva normal

σ = tensão normal total

u_a = pressão de ar nos poros

u_w = pressão de água nos poros

χ = parâmetro relacionado com o grau de saturação do solo

O parâmetro χ é igual a 1 para solos saturados e zero para um solo seco. Este parâmetro, além de ser dependente do grau de saturação do solo, também sofria influência da estrutura e de ciclos de secagem e umedecimento do material.

A resistência ao cisalhamento de um solo não saturado pode ser expressa pela extensão do critério de Mohr-Coulomb utilizando-se as variáveis de estado propostas para solos não saturados ($\sigma - u_a$) e $(u_a - u_w)$ (FREDLUND & MORGENSTERN, 1977).

Desta forma, tem-se:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a) \tan(\phi') + (u_a - u_w) \tan(\phi^b), \text{ onde:}$$

c' = coesão efetiva

ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo

ϕ^b = ângulo de inclinação devido ao aumento de resistência provocado pela sucção matricial.

Para a representação gráfica desta equação foi proposto um espaço tridimensional baseado na representação gráfica do MIT (LAMBE & WHITMAN, 1979) para solos saturados. O espaço proposto por FREDLUND & RAHARDJO (1993) tem 3 eixos denominados p, q e r, sendo:

$$q = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2};$$

$$p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) - u_a \text{ e}$$

$$r = (u_a - u_w)$$

Outra representação utilizada é o espaço τ (tensão de cisalhamento), $\sigma - u_a$ (tensão normal neta) e $u_a - u_w$ (sucção). Esta representação gráfica considera ϕ^b como um ângulo constante, e, portanto, considera que a variação da resistência ao cisalhamento com o aumento da sucção é linear. A resistência de um solo não saturado se deve a três parcelas: a) coesão efetiva do material (c'), b) tensão normal média (*net stress* - $(\sigma - u_a)$) e c) sucção $(u_a - u_w)$., como mostrado na figura 2.13.

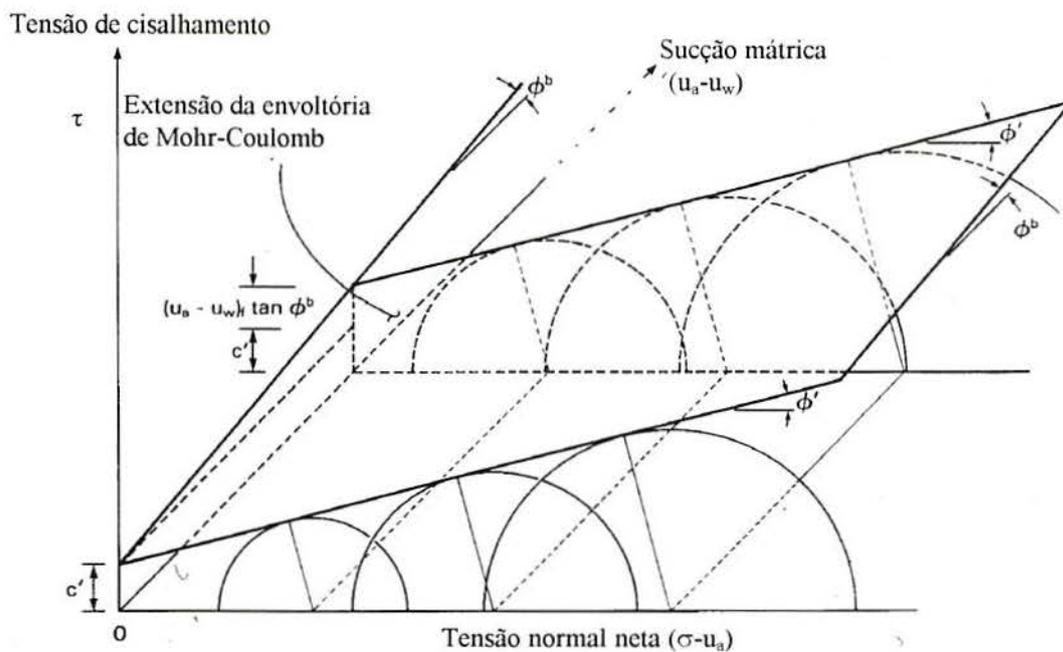


Figura 2.13 - Envoltória de resistência ao cisalhamento para solos não saturados, baseada no critério de Mohr-Coulomb (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

É importante notar que vários trabalhos demonstraram que a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado não varia linearmente com a sucção (ESCARIO & SÁEZ, 1986; DELAGE et al., 1987). Para níveis de sucção baixos esta envoltória pode ser aproximada por uma reta sendo que para níveis de sucção maiores esta superfície se torna curva (figura 2.14 e 2.15).

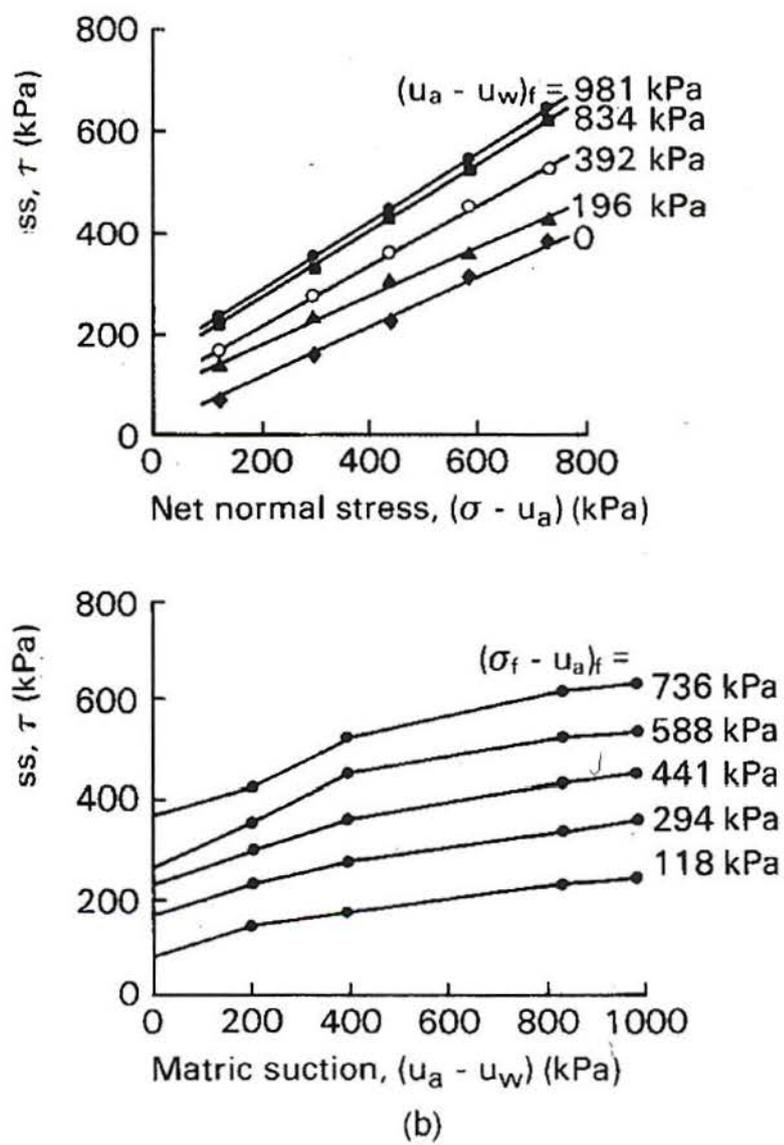


Figura 2.14 - Envoltória de resistência para a argila cinza de Madri (ESCARIO & SÁEZ, 1986).

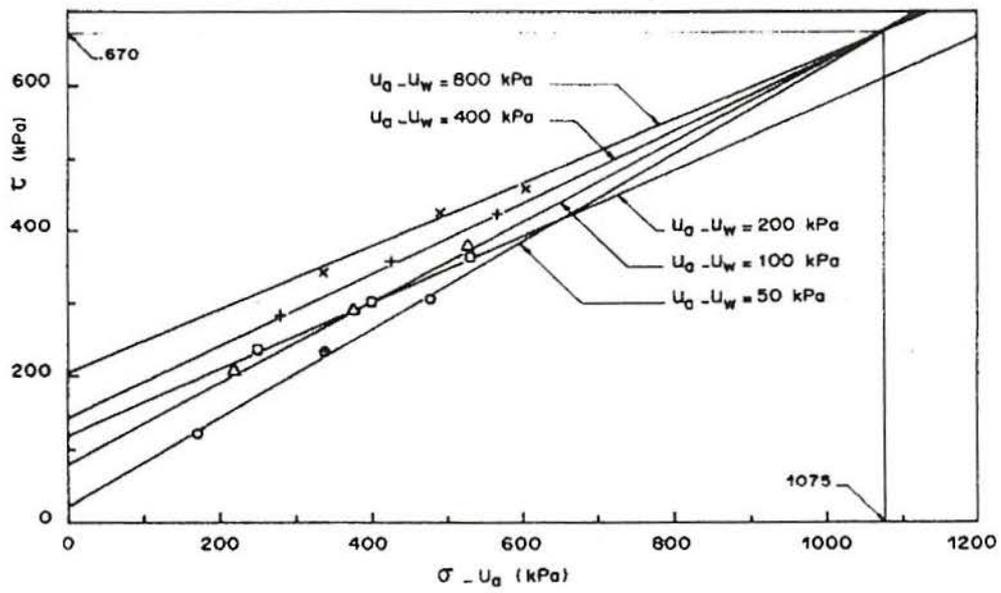


Figura 2.15 - Envoltória de resistência para material compactado (DELAGE et al., 1987).

2.4 Equipamentos de Ensaio

Os equipamentos triaxiais são atualmente muito utilizados para investigar a resposta do solo a pequenas deformações, típicas de vários problemas de engenharia (JARDINE, 1991; COOP, 1997). O funcionamento dos equipamentos modernos não difere fundamentalmente dos equipamentos utilizados por Bishop e Henkel nos anos 60, sendo que a principal diferença está na utilização de medição local de deformações e de instrumentos eletrônicos, que possibilitam a automação e a coleta de dados a intervalos de tempo cada vez menores (COOP, 1997).

2.4.1 Ensaio triaxial com sucção controlada

FREDLUND e RAHARDJO (1993) comentam que em 1963 um programa de pesquisa sobre o comportamento de solos não saturados foi realizado no *Massachusetts Institute of Technology* (M.I.T.). Nesta pesquisa foi montado um equipamento triaxial praticamente idêntico ao descrito por BISHOP & DONALD (1961) no Imperial College. Estes equipamentos pioneiros utilizavam a técnica de translação de eixos, originalmente desenvolvida por HILF (1956) [apud FREDLUND & RAHARDJO, 1993] para impor uma sucção controlada no corpo de prova. Em ambos os equipamentos, o pedestal da câmara triaxial possuía uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento cimentada em uma cavidade, para permitir a imposição de uma pressão de água (u_w). Para aplicar a pressão de ar (u_a), um disco de fibra de vidro era colocado entre o topo do corpo de prova e o cabeçote. A principal diferença do equipamento montado no M.I.T. estava no uso de um transdutor de pressão para medir a poro-pressão, ao invés de um indicador de zero à base de mercúrio (BISHOP & HENKEL, 1962). Outra diferença foi a utilização de uma pedra

porosa de baixa pressão de borbulhamento, em lugar do disco de fibra de vidro utilizado no topo do corpo de prova por BISHOP & DONALD (1961), para medir a pressão de ar. Durante os anos 70, FREDLUND & MORGENSTERN (1977) propuseram o seguinte avanço teórico: o uso de $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ como variáveis independentes de estado para descrever o comportamento mecânico do solo não-saturado em lugar da equação da tensão efetiva com base no parâmetro χ de BISHOP & DONALD (1961). Desde então, os equipamentos para ensaios triaxiais passaram a impor níveis de sucção no corpo de prova não saturado, de forma mais rotineira, através da aplicação de u_a e u_w , utilizando a técnica de translação de eixos proposta por HILF (1956).

A variação volumétrica total de um corpo de prova não saturado é composta pela variação volumétrica de ar e pela variação volumétrica de água. Para a medição da variação volumétrica total do corpo de prova não saturado, BISHOP & DONALD (1961) utilizaram uma câmara triaxial de paredes duplas, sendo que na câmara formada pela parede interna era utilizado mercúrio como fluido confinante do corpo de prova. A variação de volume total do corpo de prova era medida monitorando-se o deslocamento vertical de uma esfera de aço que flutuava no mercúrio. Um sistema de buretas duplas era responsável pela medição da variação volumétrica de água do corpo de prova. Com isso, podia-se calcular a correspondente variação volumétrica de ar.

HO & FREDLUND (1982) executaram ensaios triaxiais multi-estágio de sucção controlada num equipamento convencional modificado conforme descrito no parágrafo anterior. FREDLUND & RAHARDJO (1993) descreveram as modificações necessárias em equipamentos convencionais para a sua adaptação à realização de ensaios triaxiais em amostras de solo não saturado. As mudanças recomendadas incluem a adição de controles independentes para a aplicação da pressão de ar no topo do corpo de prova e para a aplicação de pressão de água na base, permitindo, em ensaios drenados, a completa drenagem de cada sistema de aplicação de pressão. Conforme estes autores, um disco cerâmico de alta pressão de borbulhamento completamente saturado deve ser utilizado para manter a diferença $u_a - u_w$. A figura 2.16 mostra as modificações sugeridas para a colocação da pedra porosa de alta pressão de borbulhamento, possibilitando a execução de ensaios triaxiais de sucção controlada numa câmara triaxial convencional (FREDLUND &

RAHARDJO, 1993). Deve-se notar que a possibilidade de utilização de ensaios multi-estágio foi considerada por estes autores, principalmente para o caso de solos não saturados de condutividade hidráulica muito baixa, devido ao tempo excessivamente longo de ensaio. No entanto, esta técnica de ensaio não foi utilizada nesta dissertação devido ao fato de o solo residual de arenito Botucatu apresentar uma estrutura fracamente cimentada e uma condutividade hidráulica relativamente alta.

Quanto à variação volumétrica do corpo de prova, diversos aperfeiçoamentos na técnica de medição foram descritos por FREDLUND & RAHARDJO (1993). Para a determinação da variação volumétrica total do corpo de prova, estes autores descreveram a utilização da medição local de deformações, realizada com LVDTs submersíveis para a medição da deformação axial (COSTA FILHO, 1980) dispostos radialmente ao corpo de prova, para medir a deformação radial. Para a medição da variação de volume de água, FREDLUND & RAHARDJO (1993) utilizam um sistema de buretas duplas pequenas (volume de 10 ml) com alguns aperfeiçoamentos, entre os quais a utilização de componentes menos susceptíveis a vazamentos e à difusão de ar. Os mesmos autores descrevem também uma técnica de reversão de leituras para medir periodicamente o volume de água perdido por vazamentos ou difusão, como sugerido anteriormente por BISHOP & HENKEL (1962). É importante notar que, mesmo que a pedra porosa de alta pressão de borbulhamento esteja completamente saturada, pode ocorrer, no caso de ensaios de longa duração, a formação de bolhas por difusão de ar através da própria pedra. É necessário, portanto, que o sistema de medição de variação volumétrica de água permita a remoção destas bolhas. FREDLUND & RAHARDJO (1993) também descrevem uma técnica de medição do volume destas bolhas, para fins de correção do volume de água medido. Os mesmos autores também recomendam o uso de duas membranas em volta do corpo de prova, separadas por duas folhas de papel-alumínio lubrificadas com graxa de silicone. O objetivo é minimizar a difusão de ar dos poros do solo para o sistema de aplicação de pressão de confinamento.

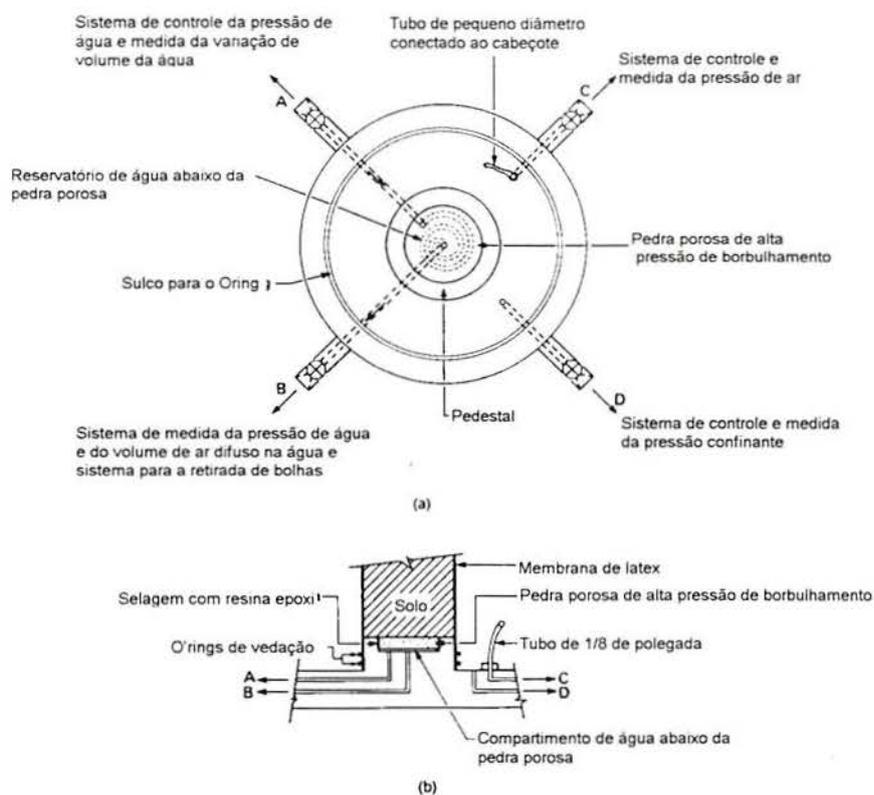


Figura 2.16 - Modificações na base da câmara triaxial para ensaios em solo não-saturado (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

DELAGE et al. (1987) desenvolveram um equipamento triaxial para ensaios de sucção controlada, onde a sucção no corpo de prova é controlada através do uso de uma solução de polietileno glicol (PEG 20000). Este sistema de aplicação de sucção é baseado no princípio de equilíbrio osmótico de soluções. Na base e no topo do corpo de prova são colocadas membranas semi-permeáveis de celulose que são impermeáveis a moléculas de grande dimensão mas não são impermeáveis às moléculas de água. A solução PEG 20000 pode ganhar ou perder moléculas de água, dependendo da sua concentração e dependendo da sucção em que se encontra o corpo de prova. Com isso, há um movimento de moléculas de água através da membrana semi-permeável, até que se estabeleça o equilíbrio osmótico. Este equilíbrio se dá quando a sucção total do solo se equalizar com a sucção osmótica correspondente à concentração da solução utilizada.

As modificações introduzidas por DELAGE et al. (1987) no equipamento triaxial convencional consistiram basicamente em reprojetar o cabeçote e o pedestal da câmara, com a finalidade de permitir a fixação das membranas semi-permeáveis. Tanto o

cabeçote como o pedestal possuem duas tubulações de drenagem, as quais permitem a circulação da solução PEG 20000 entre a membrana e o cabeçote, e entre a membrana e o pedestal. A circulação da solução é feita por uma pequena bomba ligada a um reservatório mantido à pressão atmosférica. É necessário que este reservatório armazene um volume suficientemente grande da solução, para que as trocas de moléculas de água entre a solução e o solo não modifiquem a concentração da solução a ponto de afetar a sucção que se deseja atingir. Segundo DELAGE et al (1987), a grande vantagem deste método de controle de sucção é que a pressão de ar é mantida igual à pressão atmosférica, submetendo portanto a água contida nos poros do corpo de prova a uma pressão negativa, condição esta mais próxima à realidade.

Mais recentemente, CUI & DELAGE (1996) utilizaram o equipamento triaxial de sucção controlada por equilíbrio osmótico, descrito por DELAGE et al. (1987), para a realização de ensaios triaxiais em solos compactados, com algumas modificações. A modificação mais importante foi introduzida para permitir a medição da variação volumétrica total do corpo de prova. Estes autores utilizaram um cilindro de vidro colocado ao redor do corpo de prova, o qual era enchido com água colorida e selado por uma camada de óleo de silicone, visando minimizar a dissolução do ar na água e/ou sua evaporação. Esta técnica é similar à descrita por BISHOP & DONALD (1961), com a vantagem de não utilizar mercúrio. A pressão confinante, no equipamento de CUI & DELAGE (1996), é aplicada através de ar comprimido diretamente no interior da câmara triaxial. A medição da variação volumétrica total do corpo de prova é feita através do monitoramento do deslocamento vertical da interface água colorida/óleo de silicone (figura 2.17). Estes autores ressaltam que variações de temperatura podem afetar a medição das trocas de água entre o corpo de prova e a solução PEG, a qual é realizada através de uma bureta graduada de pequeno volume, colocada dentro do reservatório da solução. Para minimizar este efeito, a temperatura do laboratório deve ser mantida a 20° C, com flutuações de $\pm 0.5^\circ$ C. Além disto, o recipiente da solução PEG 20000 é mergulhado em um banho com temperatura constante, sofrendo flutuações de $\pm 0.1^\circ$ C.

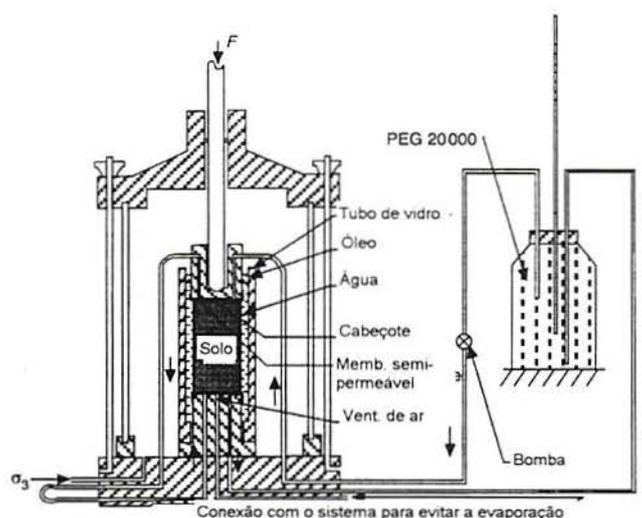


Figura 2.17 - Equipamento triaxial utilizado por CUI & DELAGE (1996).

Outro método recentemente introduzido para a execução de ensaios triaxiais em solos não saturados é a medição direta da sucção do corpo de prova de solo durante o ensaio triaxial convencional. ZERHOUNI (1995) utilizou uma sonda psicrométrica, com cerca de 6 mm de diâmetro, embutida no cabeçote do equipamento triaxial (figura 2.18). Este autor cita vários problemas a serem contornados, próprios das sondas psicrométricas, principalmente a influência da temperatura. Outro equipamento triaxial utilizando o mesmo princípio foi desenvolvido por MASHHOUR et al (1995). Neste equipamento, foram utilizados 3 transdutores de pressão em miniatura com pedras porosas de alta pressão de borbulhamento, dispostos a diferentes alturas, para a medição de poro-pressão de água (figura 2.19). A poro-pressão de ar era mantida constante e igual à pressão atmosférica. Conforme ressaltado por JUCÁ & FRYDMAN (1995), aqueles autores não determinaram a variação de sucção ao longo da fase de cisalhamento nestes ensaios. É importante notar que um avanço potencial com relação a esta técnica desenvolveu-se recentemente com a introdução de transdutores de pressão especiais, capazes de medir sucções elevadas sem cavitação (RIDLEY, 1993).

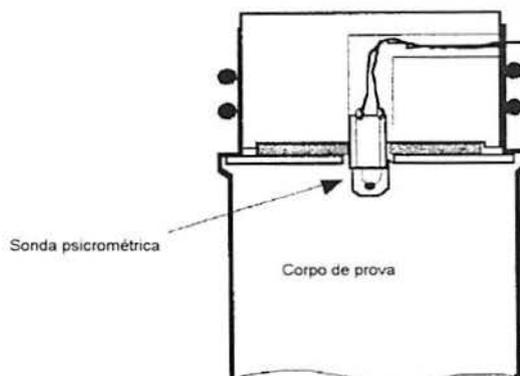


Figura 2.18 - Detalhe da sonda psicrométrica adaptada ao cabeçote do equipamento triaxial (ZERHOUNI, 1995).

2.4.2 Automação do ensaio triaxial

Desde o final da década de 70, diversos pesquisadores procuraram automatizar a aplicação de trajetórias de tensões no equipamento triaxial. As principais vantagens são a rapidez na aquisição de dados, a maior precisão no controle da trajetória de tensões aplicada e a visualização em tempo real do comportamento do corpo de prova. Até o momento, a maioria destes equipamentos foi desenvolvida para permitir ensaios em solos saturados. MARTINS (1994) apresenta um histórico destes desenvolvimentos.

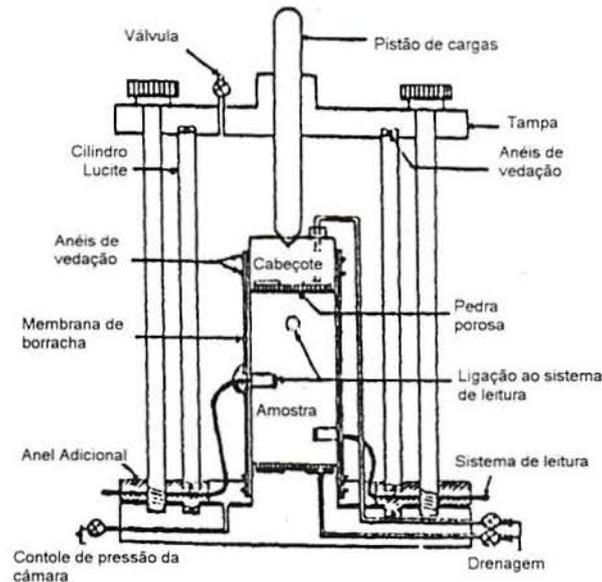


Figura 2.19 - Equipamento montado por MASHHOUR (1995).

MARTINS (1994) desenvolveu no LMS/UFRGS um equipamento para ensaios triaxiais capaz de executar quaisquer trajetórias de tensão pré-definidas em corpos de prova saturados. O aparelho consiste de uma câmara triaxial do tipo Bishop-Wesley com pequenas alterações. Um sistema de pressão constante por potes de mercúrio aplica a contra pressão na amostra, visando saturá-la. Para aplicar a tensão confinante e a tensão axial, 2 motores de corrente contínua foram acoplados a cilindros com êmbolo rosqueado, através do qual se pode controlar a pressão do fluido em seu interior. Transdutores permitem a medição da tensão confinante e a medição da contra-pressão. A tensão desvio é aplicada também por um motor acoplado a um cilindro de pressão. Esta tensão é determinada a partir da medição da força axial aplicada ao corpo de prova por uma célula de carga interna.

Todo o sistema desenvolvido por MARTINS (1994) é ligado a um equipamento de aquisição de dados com resolução de 15 bits que executa a leitura de todos os transdutores. O controle dos motores é feito através de relés, que ligam os motores, um de cada vez, por um tempo determinado, além de permitir a inversão do sentido de rotação. O equipamento, desenvolvido originalmente para o estudo de solos estruturados na condição saturada conta com medição interna de deformações, além da medição externa de

deformações. Esta medição local é feita por um par de transdutores axiais baseados no sensor de efeito Hall (CLAYTON & KHATRUSH, 1986) e um sensor radial, também baseado no mesmo sensor desenvolvido por BRESSANI (1990). Para a medição da variação volumétrica este equipamento conta com um transdutor de variação volumétrica tipo Imperial College (CAMPOS, 1984).

Poucos equipamentos triaxiais com controle automático de trajetórias de tensão e controle automático de sucção foram desenvolvidos até o momento. ROMERO et al. (1997) desenvolveram um equipamento triaxial para a realização de trajetórias de tensão e temperatura, ambas controladas por microcomputador, baseado na câmara triaxial BISHOP-WESLEY (1975). Esta câmara tem como pedestal um êmbolo de cilindro hidráulico, que comprime o corpo de prova contra o topo da câmara, onde está situada uma célula de carga interna, a qual mede a força axial aplicada. Neste equipamento a sucção é aplicada através da técnica de translação de eixos (HILF, 1956), onde a pressão positiva de ar e a pressão positiva de água são aplicadas no corpo de prova, pressões essas necessárias para a imposição do nível de sucção a ser utilizado durante o ensaio. Uma novidade é a aplicação simultânea de pressão de ar e pressão de água às duas extremidades do corpo de prova. Para este procedimento, o equipamento utiliza na base e no cabeçote duas pedras porosas diferentes. A primeira, uma pedra porosa anelar metálica, onde é aplicada a pressão de ar. No centro está colocada uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento, para a aplicação da pressão de água. Esta técnica, segundo o autor, possibilita tempos de equalização da sucção menores, já que a altura de drenagem é reduzida pela metade. Esta modificação representa uma vantagem importante quando se ensaia corpos de prova de baixa permeabilidade.

No equipamento de ROMERO et al. (1997) a pressão confinante é aplicada através de ar comprimido que atua sobre uma interface livre de óleo de silicone, numa câmara de expansão que compensa as variações térmicas do fluido confinante. Os deslocamentos axiais são medidos internamente, utilizando 2 mini LVDT colados à membrana.

Os deslocamentos radiais são medidos por um sistema laser montado sobre suportes rígidos fora da câmara triaxial, com precisão de 5×10^{-5} . Outra novidade neste equipamento é a leitura da deformação radial em qualquer ponto na vertical do corpo de prova. O sensor radial pode ser movimentado para cima ou para baixo através de um motor elétrico a uma velocidade constante de 2,6 mm /s, melhorando a precisão do cálculo da variação volumétrica do corpo de prova.

XIE et al. (1995) montaram um equipamento para ensaios triaxiais com sucção controlada, que dispõe de medição local de deformações e de um sistema de medição do teor de umidade do corpo de prova durante o ensaio. Esta medição é realizada através de duas fontes de radiação (Cobalto 60 e Césio 137) que emitem raios γ ao longo da altura do corpo de prova.

WHEELER & SIVAKUMAR (1992) desenvolveram um equipamento para ensaios triaxiais automatizado capaz de executar trajetórias de tensão pré-definidas com controle de sucção para ensaios em amostras compactadas (figura 2.20). O equipamento consiste de uma câmara triaxial com paredes duplas, onde à câmara interna é conectado um medidor de variação volumétrica tipo Imperial College. O objetivo deste transdutor é a medição da variação volumétrica total do corpo de prova. Com esta técnica, erros devidos à compressibilidade da água e à absorção de água pela célula de acrílico são minimizados através da execução de uma calibração prévia. Os problemas experimentados com a expansão da câmara de acrílico, causada pela aplicação de pressão (BISHOP & HENKEL, 1962), são eliminados pela utilização da câmara de paredes duplas, já que as paredes da câmara interna ficam submetidas a uma mesma pressão.

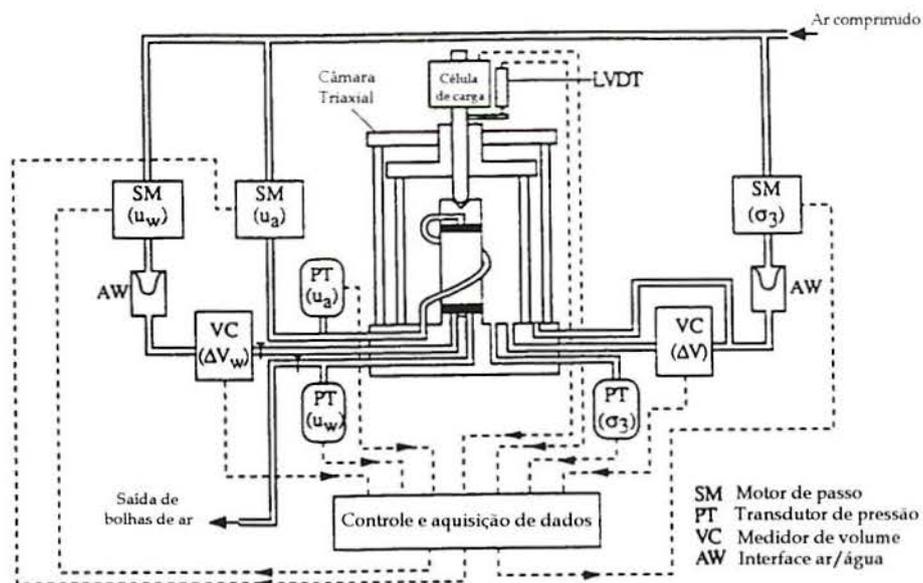


Figura 2.20 - Esquema do equipamento de ensaios triaxiais para solos não saturados capaz de controle automático de trajetórias de tensão (WHEELER & SIVAKUMAR, 1992).

Neste equipamento, a pressão de água é aplicada na base do corpo de prova através de uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento. A pressão de água é mantida acima da pressão atmosférica através da técnica de translação de eixos proposta por HILF (1956). A pressão de ar é aplicada no topo do corpo de prova através de uma pedra porosa de baixa pressão de borbulhamento. A tensão confinante, a pressão de água e a pressão de ar são controladas independentemente por motores de passo que operam reguladores de pressão de ar como mostrado na figura 2.21. Esta pressão de ar é transferida para a água através de interfaces ar-água descritas por HEAD (1982). Os motores de passo são operados por um microcomputador que possibilita a execução de qualquer trajetória de tensões pré-estabelecida, com a aquisição simultânea e automática dos valores de pressão na câmara, pressão de água, pressão de ar, tensão desvio, deslocamento axial e variação volumétrica da amostra.

2.5 Medição Local de Deformações

A necessidade de medições de deformação cada vez mais precisas se deve ao uso crescente de modelos matemáticos avançados para a previsão do comportamento mecânico do solo. Além disso, de acordo com BURLAND (1989), as deformações de massas de solo adjacentes a estruturas bem projetadas (fundações, estruturas de contenção, túneis) situam-se na faixa de 10^{-4} a 10^{-3} .

As deformações medidas em ensaios triaxiais através de medidores externos estão sujeitas a vários erros, como o alinhamento incorreto do pistão de cargas com o corpo de prova, irregularidades nas faces de apoio, deformabilidade da célula de carga, utilização de papel filtro e a não uniformidade das tensões e deformações junto às extremidades do corpo de prova, devida ao atrito solo-pedestal e ao atrito solo-cabeçote. Na figura 2.21 pode-se examinar as diversas fontes de erro experimental (COSTA FILHO, 1980; BALDI et al., 1988; BRESSANI, 1990). Estes erros são significativos para deformações inferiores a 1%.

Vários pesquisadores propuseram o uso de sensores especialmente desenvolvidos para medição de deformações internamente à câmara triaxial. Estes sensores são instalados ao longo da face lateral da própria amostra, posicionados a uma distância suficiente das extremidades para não sofrer os efeitos de borda durante o ensaio. Vários sensores foram descritos na literatura recente, como extensômetros elétricos de resistência (ACKERLY et al., 1987; GOTO et al. 1991); LVDTs submersíveis (LO PRESTI et al., 1994; COOP et al., 1997) e sensores de efeito Hall (CLAYTON e KHATRUSH, 1986; CLAYTON et al., 1989; BRESSANI, 1990; SOARES et al., 1994). Estes sensores permitem medir com boa confiabilidade deformações da ordem de 10^{-4} a 5 %, cobrindo portanto a faixa de deformações de maior interesse prático. Alguns sensores (COOP et al. 1997) permitem medir deformações tão baixas quanto 10^{-6} . Isto é particularmente útil para estabelecer correlações com resultados de ensaios de propagação de ondas *in situ*. LO

PRESTI et al. (1994) compararam diversos sensores de medição local de deformações, listando vantagens e desvantagens.

CLAYTON et al. (1989) descreveram o desenvolvimento de sensores de medição local de deformações baseados em sensores de efeito Hall, simples de serem montados e de custo relativamente baixo. Estes sensores podem ser adequados à precisão necessária para os ensaios triaxiais, através da variação da distância entre os dois magnetos utilizados e da variação da distância dos magnetos até o sensor. Estes sensores serão revistos com maior detalhe, uma vez que têm sido utilizados com frequência no LMS/UFRGS.

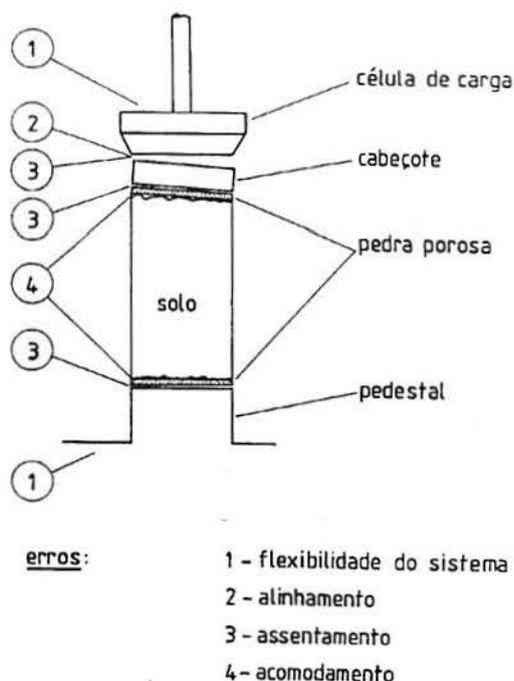


Figura 2.21 - Fontes de erro na medição externa (BALDI et al. 1988).

A figura 2.22 apresenta uma comparação entre a medição local e a medição externa de deformações num ensaio de compressão triaxial realizado por MARTINS (1994) num solo residual de arenito Botucatu. Este ensaio utilizou medição local de deformações baseada em sensores de efeito Hall. Percebe-se que a resposta do medidor local de deformações é mais rígida que a do medidor externo. A cedência do material é percebida com maior precisão na curva tensão-deformação obtida com o medidor local de deformações. Para solos cimentados a utilização de medição local de deformações é

necessária, devido à rigidez inicial do material. BRESSANI et al. (1994) concluíram que a medição externa de deformações impossibilitaria a correta determinação do ponto de cedência em ensaios triaxiais com solo residual de arenito Botucatu.

A utilização de equipamentos com controle automático de trajetórias de tensão é fundamental para a execução de ensaios de deformação radial nula (K_0), particularmente no caso de solos estruturados. Nestes equipamentos deve-se utilizar um sensor de medição local de deformação radial para permitir a correção da tensão confinante durante o ensaio. A tensão confinante deve ser aumentada quando o corpo de prova expande e, diminuída, quando o corpo de prova comprime lateralmente.

A técnica de medição local de deformações, utilizando sensores de efeito Hall, necessita de uma placa semicondutora e de dois magnetos para gerar o campo magnético requerido. Os magnetos e a placa são montados de forma que, para um deslocamento relativo destes componentes, surja uma diferença de potencial proporcional a esse deslocamento. Em cada corpo de prova, 2 transdutores deste tipo são colocados paralelamente ao eixo maior do corpo de prova, diametralmente opostos (CLAYTON et al., 1989), na determinação da deformação axial. Além disto, um transdutor de deformação radial pode ser montado no corpo de prova conforme especificações apresentadas por BRESSANI (1990) figura 2.23.

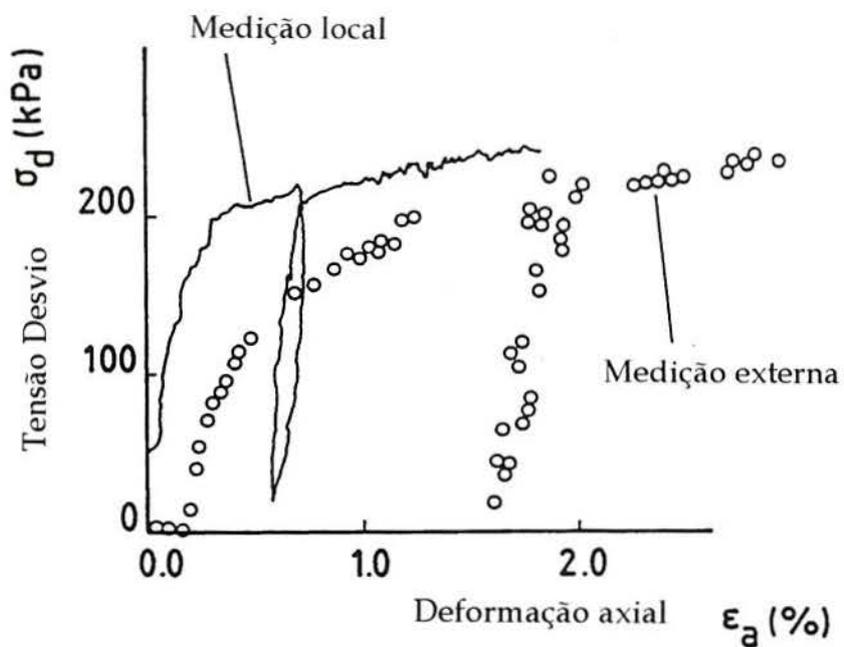


Figura 2.22. - Comparação entre medição local e medição externa de deformações (MARTINS, 1994).

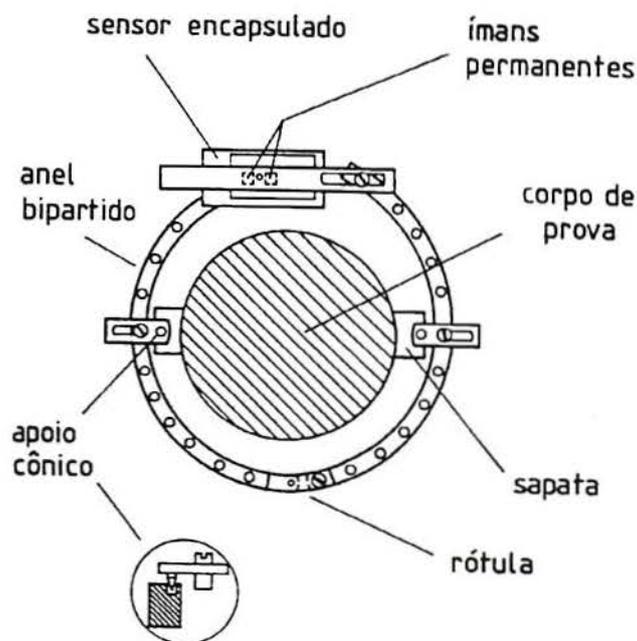


Figura 2.23 - Medidor de deformação radial utilizado por BRESSANI (1990).

3 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO E DO PROGRAMA DE CONTROLE

Atualmente, é indiscutível a necessidade de equipamentos para ensaio triaxial com controle automático de trajetória de tensões por microcomputador. Estes equipamentos permitem realizar a coleta de dados, seu armazenamento e o controle do ensaio dispensando a intervenção do operador. Equipamentos deste tipo possibilitam também a execução de ensaios de longa duração, cujo controle manual seria inviável. Estes ensaios apresentam a vantagem importante de mostrar o estado de tensões efetivas aplicado ao corpo de prova em tempo real. Outra grande vantagem está no reduzido intervalo de tempo em que as leituras podem ser realizadas, permitindo uma análise mais detalhada do comportamento do solo, particularmente a pequenas deformações, característica extremamente importante para solos estruturados.

3.1 Descrição do Equipamento Triaxial

O equipamento para ensaios triaxiais desenvolvido nesta dissertação tem como principal objetivo a execução de ensaios triaxiais para quaisquer trajetórias de tensões em corpos de prova de solo saturado ou, alternativamente, em corpos de prova de solo não saturado submetidos a uma sucção controlada. Este equipamento foi projetado tomando

como base o equipamento desenvolvido por WHEELER & SIVAKUMAR (1992). As modificações introduzidas neste projeto consistiram em (a) utilização de válvulas proporcionais para controle de pressões em lugar do sistema de motores de passo ligados a reguladores de pressão de ar utilizado por WHEELER & SIVAKUMAR (1992) e (b) a utilização de técnicas de medição local de deformações baseadas em sensores de efeito Hall, visando ao estudo de solos estruturados naturais. A figura 3.1 mostra esquematicamente o equipamento desenvolvido nesta dissertação. Este equipamento pode ser dividido em várias partes que serão descritas abaixo. Nas figuras 3.2, 3.3 e 3.4 pode ser visto o equipamento já montado e sendo utilizado.

3.1.1 Câmara triaxial

A câmara triaxial utilizada no equipamento de ensaio foi fabricada pela empresa Wykeham Farrance International. Trata-se de uma câmara triaxial convencional, com parede de acrílico reforçada por anéis de fibra de vidro, tendo capacidade para suportar até 1700 kPa de pressão. Esta câmara é munida de célula de carga interna para minimizar a influência do atrito entre o pistão e a tampa.

A câmara utilizada permite o ensaio de corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Como os corpos de prova ensaiados nesta dissertação eram de 50 mm de diâmetro, havia amplo espaço interno para a montagem dos sensores de medição local de deformações. Para a utilização de amostras de 50 mm de diâmetro nesta câmara, foram projetados 2 pedestais removíveis. Um pedestal foi projetado para acomodar uma pedra porosa de alta pressão de borbulhamento. Esta pedra foi cimentada em uma cavidade na parte superior do pedestal. O outro pedestal, utilizado durante os ensaios com corpos de prova saturados, possuía uma cavidade para acomodar uma pedra porosa normal.

No caso de ensaios em corpos de prova não saturados, uma membrana de celulose era colocada sobre a pedra porosa. A fixação desta membrana foi projetada utilizando um anel metálico rosqueado ao próprio pedestal, sendo a vedação feita com um anel de vedação de borracha (figura 3.5).

Para a medição local de deformações nesta câmara triaxial foi usado um anel separador de alumínio que permite a passagem dos cabos dos sensores de efeito Hall. Este anel era posicionado entre a tampa e a base da câmara triaxial. Houve a necessidade, portanto, de se usinar hastes rosqueadas com maior comprimento para permitir o fechamento da câmara triaxial.

O cabeçote e pistão de cargas utilizados nesta câmara triaxial foram sugeridos por BRESSANI (1990). O pistão tem a ponta arredondada e o cabeçote tem o apoio plano, para minimizar o deslocamento lateral do corpo de prova quando o pistão e o cabeçote entram em contato no início do ensaio. Este problema é comum quando se utiliza um cabeçote convencional com apoio cônico.

Nesta dissertação, utilizou-se uma membrana convencional de látex nos ensaios saturados. Isto é permissível no caso de ensaios de curta duração (2 a 4 dias). No caso de ensaios de longa duração (várias semanas), membranas especiais devem ser utilizadas para minimizar a difusão de ar através das mesmas. Isto é particularmente importante no caso de solos não saturados (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

A base da câmara triaxial possui 4 válvulas de esfera, as quais foram utilizadas para a fixação dos transdutores de pressão do equipamento. Para facilitar o desaeramento dos blocos destes transdutores, válvulas de esfera adicionais foram instaladas.

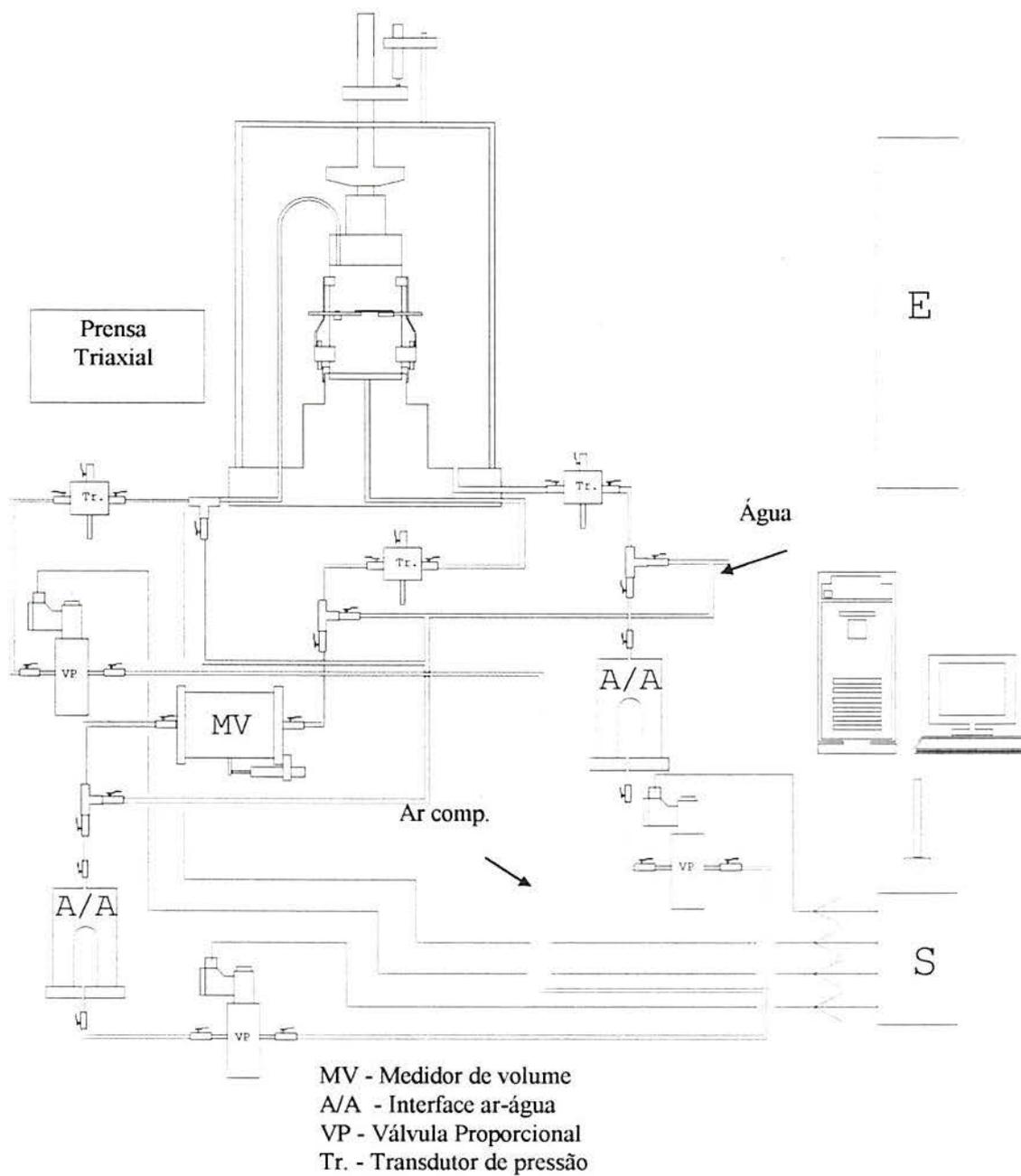


Figura 3.1 – Esquema do equipamento de ensaio triaxial desenvolvido nesta dissertação

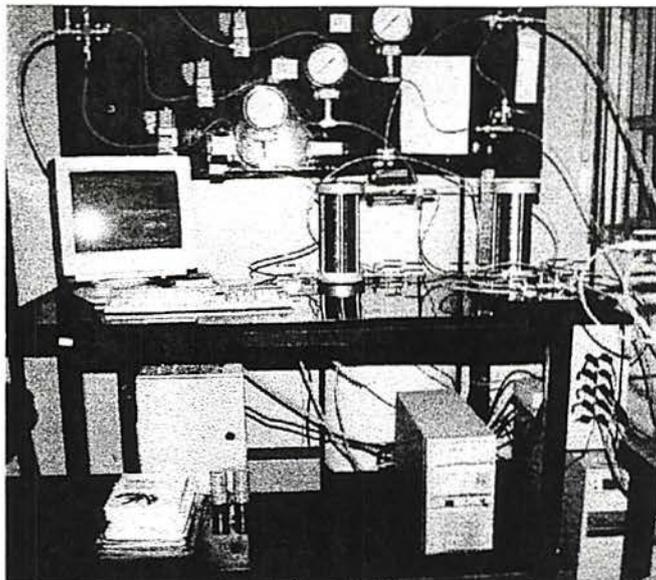


Figura 3.2 – Vista do equipamento: válvulas proporcionais, interfaces ar/água, computador e caixa de conexão dos sensores.

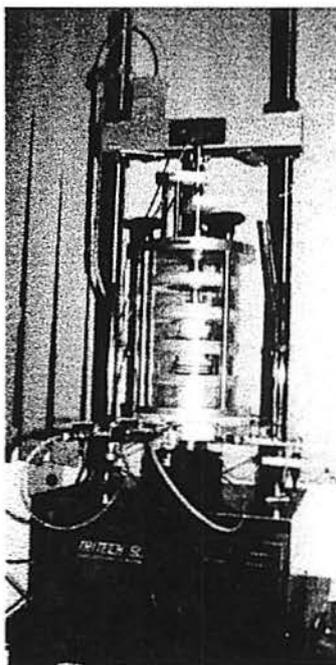


Figura 3.3 – Vista do equipamento: câmara triaxial, transdutores de pressão e prensa triaxial.

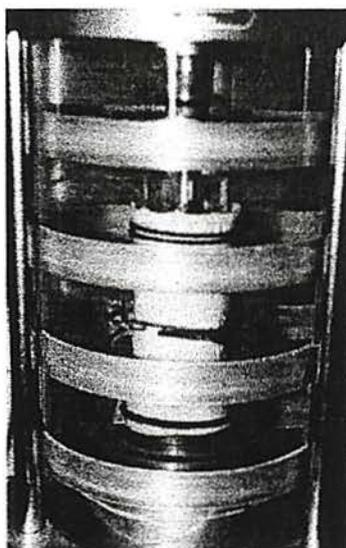


Figura 3.4 – Vista do equipamento: câmara triaxial com o corpo de prova e sensores locais de deformação.

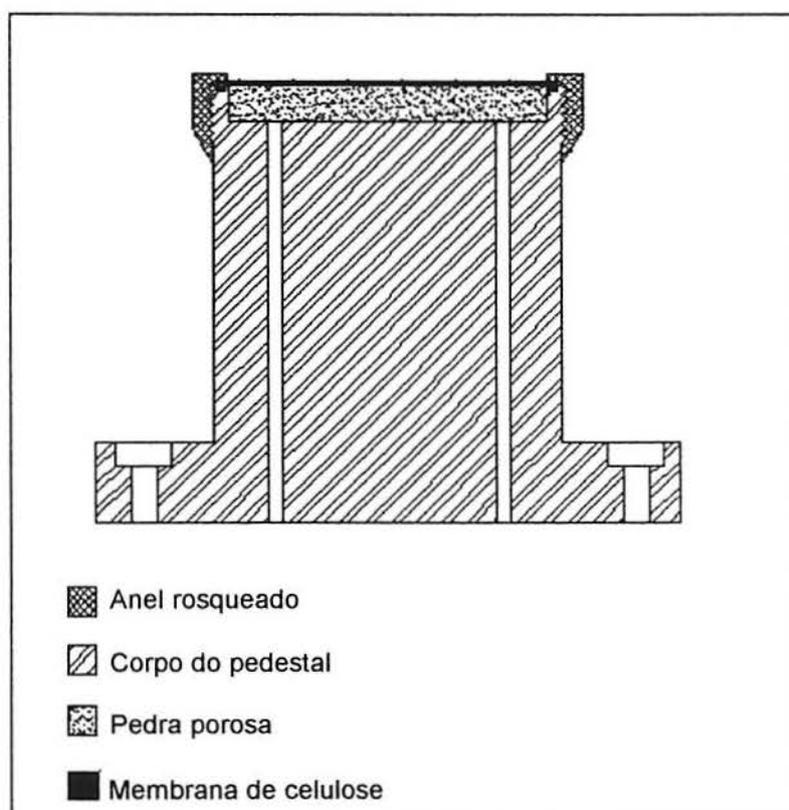


Figura 3.5 - Fixação da membrana semi-permeável de celulose no pedestal para ensaios em solos não saturados.

3.1.2 Sistemas de aplicação de pressões

Para a aplicação do estado de tensões requerido pelo ensaio, utilizaram-se dois sistemas distintos descritos abaixo.

a) Tensão Axial

A tensão desvio é aplicada através de uma prensa triaxial fabricada pela empresa Wykeham Farrance International (modelo WF10057), que permite a realização do ensaio na modalidade de deformação controlada, com capacidade para aplicação de 50 kN de carga vertical. A prensa conta com uma porta de comunicação serial RS 232 que permite a conexão a um microcomputador. Através desta porta é possível controlar a velocidade de deformação e o sentido do carregamento. Quando esta prensa é parte de um equipamento servo-controlado, pode-se realizar o ensaio na modalidade de tensão controlada. Através da célula de carga interna, o sistema de aquisição de dados e controle de tensões determina a tensão desvio aplicada ao corpo de prova e a controla, variando tanto a velocidade de deformação como o sentido do movimento da prensa.

b) Válvulas proporcionais para aplicação da tensão confinante e contra pressão

A aplicação da tensão confinante e da contra pressão (esta no caso de ensaios em solos saturados) era realizada utilizando-se duas válvulas proporcionais fabricadas pela empresa Festo Automação Ltda. Estas válvulas (modelo MPP3-1/8) aplicam pressões de ar com valores determinados por diferenças de potencial elétrico aplicadas à sua bobina interna. Uma breve descrição do seu funcionamento é apresentada a seguir. Um circuito eletrônico digital conectado a uma bobina eletromagnética de ação proporcional

comanda uma válvula solenóide. A válvula proporcional é alimentada por duas fontes de corrente contínua através do circuito eletrônico: uma aplica uma tensão fixa de 24 V e a outra, uma tensão variável de 0V a 10V, sendo esta proporcional à pressão desejada. Neste equipamento triaxial, a tensão variável é gerada por um conversor digital/analógico. Através de potenciômetros no circuito eletrônico que comanda a válvula, ajusta-se a pressão máxima de saída que corresponde à tensão de 10V. Da mesma forma, determina-se a pressão correspondente à tensão de 0V. A válvula proporcional dispõe de outros potenciômetros para ajuste, como a histerese da curva voltagem x pressão, o tempo de resposta ao aumento de pressão e o tempo de resposta à diminuição de pressão. As válvulas proporcionais utilizadas nesta dissertação têm capacidade máxima de 10 bar, mas a pressão máxima de rede foi estabelecida em 8 bar por segurança. A precisão das válvulas é da ordem de $\pm 0,3$ kPa com controle através do microcomputador, que é capaz de atuar na pressão aplicada pelas mesmas em um tempo bastante curto.

A pressão pneumática é transformada em pressão hidráulica através de uma interface ar-água, que consiste de uma câmara metálica cheia de água em cujo interior existe um balão de látex. A pressão de ar é aplicada ao balão que a transfere para a água. Duas interfaces ar-água são utilizadas neste equipamento, uma para a tensão confinante e a outra para a contra pressão.

Conforme SEED et al. (1960) pode ocorrer a difusão do ar através do balão de látex da interface ar/água, gerando bolhas de ar no sistema de medida de poro-pressão. Conforme o mesmo autor, isso pode ser minimizado, utilizando-se: (a) membranas especiais de baixa difusão de ar (membrana de borracha nitrílica), (b) duas membranas de látex com graxa de silicone entre ambas e (c) uma tubulação de água com maior comprimento, aumentando, portanto, o tempo necessário para a difusão do ar na água. Como os ensaios realizados nesta dissertação não foram ensaios de longa duração (duração máxima de 2 a 3 dias), com pressão mínima na água do sistema igual a 200 kPa, a difusão de ar no sistema não foi considerada um problema significativo.

c) Pressão de ar

Durante os ensaios em corpos de prova de solo não saturado com sucção controlada, a pressão de ar pode ser aplicada diretamente ao topo do corpo de prova, utilizando-se uma terceira válvula proporcional (marca Festo, modelo MPP3-1/8). Essa pressão é monitorada por outro transdutor conectado ao sistema de aquisição de dados, possibilitando o seu controle automático (figura 3.1).

3.1.3 Instrumentação

A instrumentação utilizada no equipamento triaxial desenvolvido nesta dissertação consistiu dos seguintes transdutores: (a) sensores de efeito Hall para medição local de deformações axiais e radiais; (b) transdutor para medição externa de deformação axial, baseado em *strain gauges*; (c) célula de carga interna; (d) transdutores de pressão para medição da tensão confinante, pressão de água (u_w) e pressão de ar (u_a); (e) transdutor para medição externa de variação volumétrica. A tabela 5.1 mostra uma listagem dos sensores utilizados nesta dissertação e a precisão de cada sensor.

a) Medição local de deformações

A medição local de deformações axial e radial é realizada neste equipamento por transdutores construídos utilizando semicondutores de efeito Hall. O modelo descrito em CLAYTON et al (1989) e em SOARES et al. (1994) foi adotado, com algumas

modificações.

Tabela 3.1 – Sensores utilizados para a montagem do equipamento triaxial.

Sensor	Precisão
Medição local, sensores axiais	1 μm
Medição local, sensor radial	0,5 μm
Sensor axial externo	0,01 mm
Transdutor de pressão confinante e contra pressão	0,1 kPa
Transdutor da pressão de ar	0,07kPa
Medidor de variação volumétrica	0,01 cm^3
Célula de carga	2 N
Válvulas proporcionais	$\pm 0,3$ kPa

- Deformação axial

A deformação axial local foi medida nesta dissertação utilizando-se dois transdutores montados no LMS/UFRGS, que consistem de um semicondutor de efeito Hall encapsulado numa pequena caixa de latão, preenchida com resina epóxi e vedada com uma lamínula de vidro (figura 3.6). A técnica de construção deste sensor no LMS/UFRGS foi descrita por SOARES et al. (1994), tendo sido originalmente desenvolvida por CLAYTON e KHATRUSH (1986). O semicondutor depois de encapsulado é fixado a uma pequena sapata metálica. A fixação é realizada através de quatro parafusos que suportam um arame de aço. Esse arame exerce pressão sobre o sensor, prensando-o levemente à sapata metálica. Desatarraxando-se estes parafusos, pode-se ajustar a posição vertical do sensor na sapata metálica. Esta fica colada à membrana de látex próxima à extremidade inferior do

corpo de prova. Sobre a face do sensor, vedada pela lamínula de vidro, é apoiada a extremidade de uma viga metálica que contém dois pequenos ímãs permanentes. Conforme a figura 3.6, esta viga consiste de uma pequena chapa fixada à outra sapata metálica por meio de outro fio de aço. Este fio age como uma mola pressionando a extremidade oposta da viga sobre o sensor. Para diminuir o atrito desta extremidade com o sensor existe um pequeno pino de teflon entre os ímãs, o qual desliza por sobre a lamínula de vidro do sensor. Este pino também é responsável por manter constante a distância entre os ímãs e o sensor. A outra extremidade da viga é colada diretamente sobre o corpo de prova. A distância entre os centros das sapatas metálicas que compõem cada transdutor é igual a 66 mm. Os dois transdutores são montados diametralmente opostos no corpo de prova.

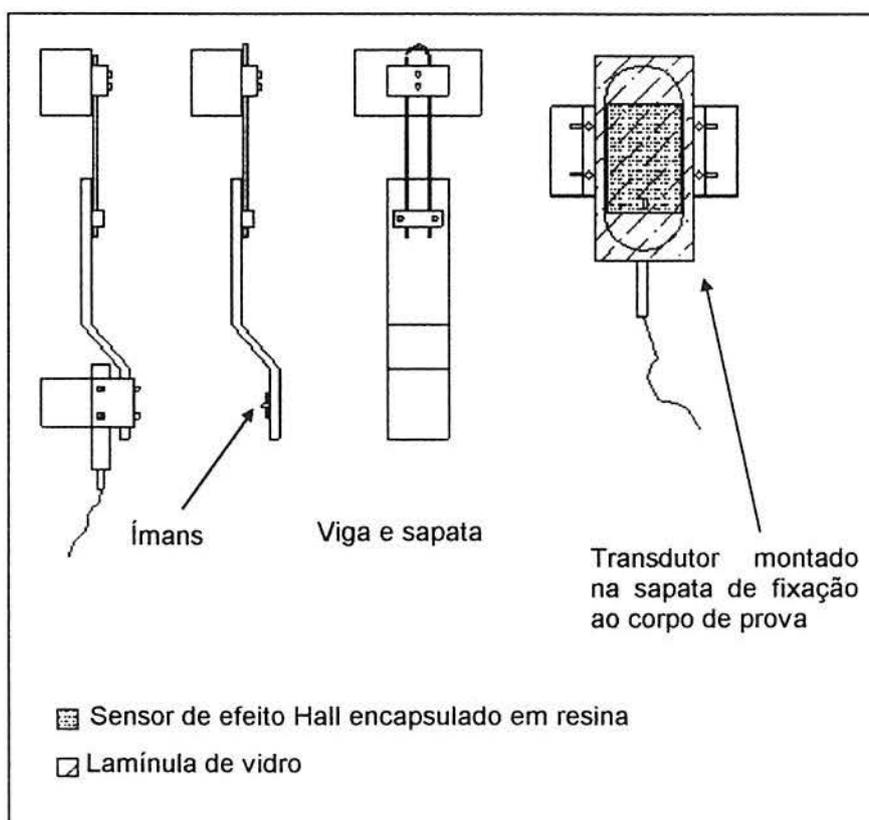


Figura 3.6 - Sensor de medição local de deformação axial.

- Deformação Radial

O transdutor para medição local de deformação radial utilizado nesta dissertação apresenta uma pequena diferença em relação ao modelo desenvolvido por BRESSANI (1990). Este transdutor é composto por um anel bipartido com uma extremidade rotulada e a outra aberta. Num dos lados da extremidade aberta está fixado o semicondutor de efeito Hall encapsulado em resina epóxi e na outra extremidade, uma pequena viga com dois ímãs, a qual se apoia sobre o sensor. O anel é fixado ao corpo de prova através de duas sapatas metálicas coladas à membrana de látex. Este anel se apoia nas sapatas através de dois pinos metálicos que o fixam nestas sapatas e, ao mesmo tempo, permitem a rotação das duas metades do anel. A deformação radial do corpo de prova gera um deslocamento relativo das duas sapatas, provocando, portanto, um deslocamento proporcional da viga em relação ao sensor. A modificação realizada nesta dissertação (figura 3.7), em relação ao instrumento originalmente desenvolvido por BRESSANI (1990), foi um aumento do diâmetro do anel em dois trechos, visando aumentar o afastamento entre o anel e as vigas dos transdutores de deformação axial local.

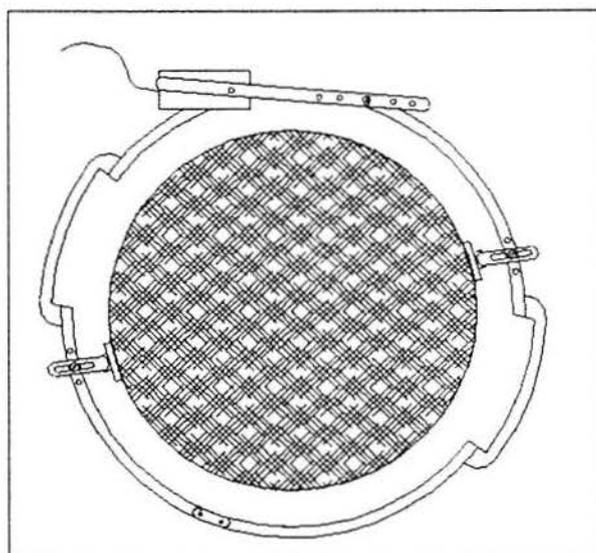


Figura 3.7 - Caliper utilizado durante os ensaios.

Com o objetivo de isolar eletricamente os fios dos transdutores de medição local de deformações no interior da câmara triaxial, utilizou-se uma camada dupla de tubos termoretráteis. Para a calibração destes transdutores, tanto axial como radial, foi utilizado um equipamento especificamente desenvolvido para esta finalidade por SOARES et al. (1994), com resolução de 2,5 μm .

b) Medição externa de deformações

A medição externa de deformação axial, necessária para $\epsilon_a > 1\%$, foi realizada por um transdutor de deslocamentos baseado em *strain gauges*. Este transdutor (marca Wykeham Farrance, modelo HS25) é fixado à tampa da câmara triaxial, através de um suporte de *nylon*. A haste deste transdutor apoia-se sobre outra peça de *nylon*, a qual é fixada ao pistão de cargas. Mede-se, portanto, o deslocamento entre a tampa da câmara e a célula de carga, a qual é solidária ao pistão de cargas.

Para a calibração deste transdutor foi utilizado um pórtico de acrílico contendo um relógio comparador de 25 mm de curso e precisão de 0,01 mm.

c) Célula de carga

Utilizou-se nesta dissertação uma célula de carga interna fabricada pela empresa Wykeham Farrance (modelo 4958), com capacidade para 5 kN de carga axial. O

princípio de funcionamento da célula de carga é a utilização de *strain gauges*, possuindo um diafragma para a equalização da pressão de confinamento com a pressão do óleo que preenche a cavidade interna da célula. Esta célula está aparafusada na extremidade inferior de um pistão de cargas de 25 mm de diâmetro, o qual é vazado para a passagem da fiação.

Com o intuito de executar ensaios de compressão axial foi projetado um pequeno pistão de cargas com a extremidade inferior boleada, para apoio sobre um cabeçote plano (BRESSANI, 1995). Para a execução de ensaios de extensão axial, este pistão está munido de duas “orelhas” metálicas, e o cabeçote de carga tem uma cavidade interna que se ajusta ao pistão (figura 3.8). Este arranjo permite a transmissão da força de tração entre a célula de carga e o cabeçote, durante o ensaio de extensão axial.

A célula de carga foi calibrada colocando-se a mesma sobre uma base metálica, após remoção da câmara triaxial. A seguir, um pórtico metálico era apoiado sobre o pistão de cargas e pesos eram colocados sobre a plataforma do pórtico. Foram utilizados como padrão um conjunto de pesos verificados em uma balança eletrônica.

d) Medição de tensão confinante, contra-pressão e pressão de ar

Para a medição da pressão confinante e da contra-pressão foram utilizados transdutores de pressão fabricados pela empresa Wykeham Farrance, com capacidade para 1000 kPa de pressão (modelo WF 17060). Estes transdutores eram fixados em blocos metálicos para facilitar a sua desaeração, os quais eram, por sua vez, fixados à câmara triaxial. Para a medição da pressão de ar foi utilizado um transdutor de pressão Druck com capacidade para 700 kPa (modelo PDCR 810). Este transdutor era fixado a uma conexão

metálica tipo “T”, que por sua vez era fixada à haste lateral da prensa triaxial por meio de uma braçadeira de *nylon*. Este transdutor foi assim fixado para facilitar a execução do procedimento de percolação de água nos corpos de prova em ensaios saturados, onde é necessária a desconecção da tubulação de água deste transdutor para permitir a saída da água de percolação.

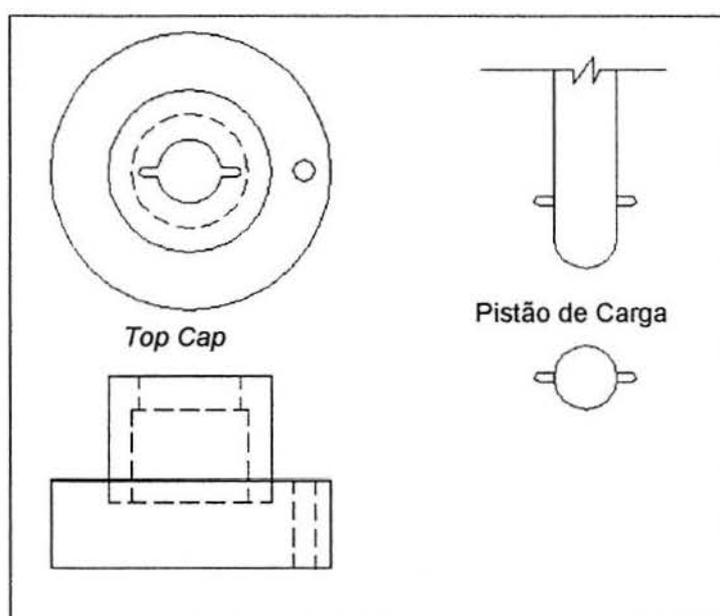


Figura 3.8 - Encaixe do pistão de cargas e cabeçote do corpo de prova.

Todos os transdutores foram calibrados utilizando-se o aparelho de calibração Budenberg (modelo 279), do próprio LMS/UFRGS.

e) Medição de variação volumétrica

Para a medição externa da variação volumétrica do corpo de prova utilizou-se um transdutor tipo Imperial College (MASWOSWE, 1985) o qual foi construído no

próprio LMS/UFRGS. Este transdutor consiste de um cilindro hidráulico de dupla ação, com êmbolo usinado em *nylon*. Não são utilizadas gaxetas para a vedação deste cilindro, mas duas membranas flexíveis do tipo *Bellofram* fixadas às suas extremidades. As membranas *Bellofram* minimizam o atrito entre o êmbolo e o cilindro hidráulico. Este transdutor permite determinar a variação volumétrica do corpo de prova a partir da medição do deslocamento linear do êmbolo em relação ao cilindro. As bordas das membranas *Bellofram* foram fixadas, sob pressão, às extremidades do cilindro, conforme figura 3.9. Estas membranas formam duas pequenas câmaras preenchidas com água. Uma destas câmaras está conectada ao corpo de prova e a outra, à interface ar/água. Esta, por sua vez, está conectada à válvula proporcional que controla a contra-pressão do ensaio. Quando há uma variação volumétrica do corpo de prova, a água expulsa de seu interior, ou que entra no mesmo, provoca uma pequena diferença de pressão entre as câmaras do transdutor; o êmbolo se movimenta então na direção da câmara com a menor pressão, até que as pressões em ambas as câmaras estejam igualadas. Esse deslocamento é medido por um transdutor de deslocamentos idêntico ao utilizado para a medição externa de deformação axial (modelo HS25). Este transdutor está fixado ao cilindro e sua haste apoia-se a um pino fixado lateralmente ao êmbolo (figura 3.9). A correspondente variação volumétrica é determinada a partir do deslocamento medido por meio de uma curva de calibração.

A calibração do transdutor de variação volumétrica foi executada utilizando como padrão uma bureta de vidro com capacidade de 25 ml, incluída em um instrumento de medição de variação volumétrica do tipo bureta dupla (BISHOP & HENKEL, 1962). Para a calibração da parte central do curso do transdutor foi utilizada uma bureta de 5 ml, devido à necessidade de melhor resolução. Estas calibrações foram realizadas para um valor de contra-pressão constante de 200 kPa. Observou-se que ambas as constantes de calibração foram praticamente idênticas na parte central do curso.

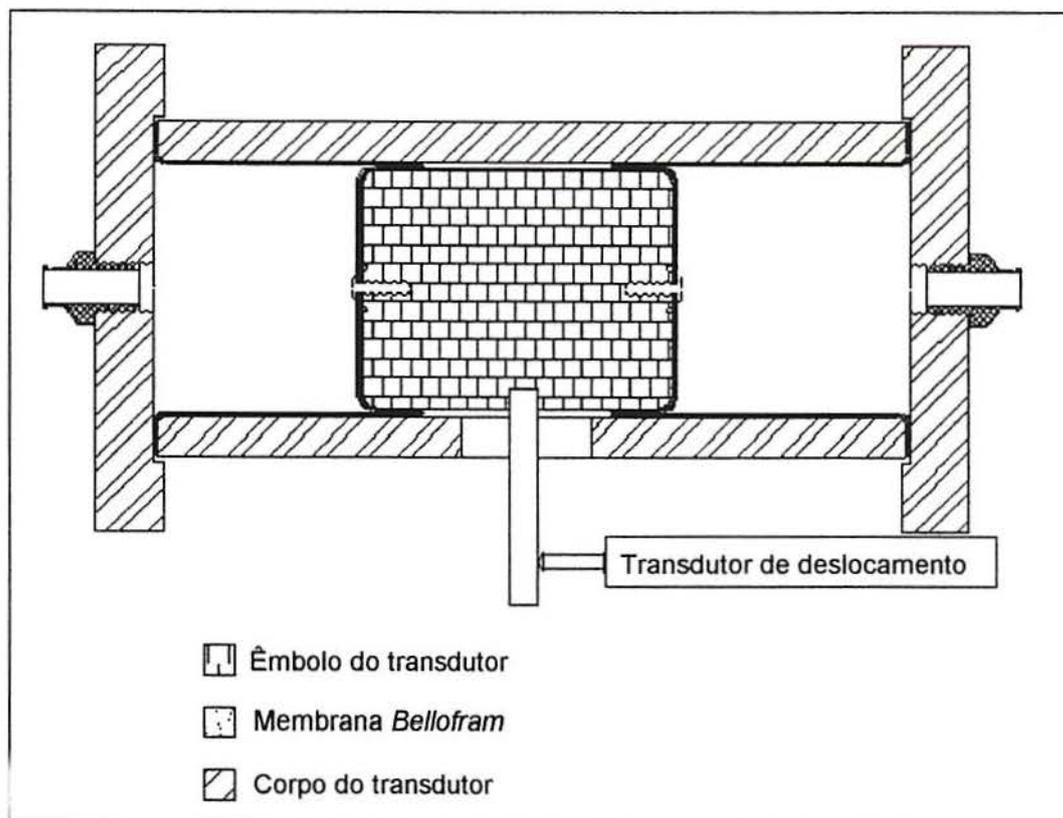


Figura 3.9 - Medidor de variação volumétrica.

Por procedimento de rotina, antes de iniciar um ensaio triaxial, as duas câmaras do transdutor de variação volumétrica eram conectadas através de um sistema de válvulas de esfera. O objetivo era colocar o êmbolo do transdutor próximo de uma das extremidades do curso. Este procedimento evitava problemas de falta de curso para as subseqüentes medições da variação volumétrica do corpo de prova durante o ensaio.

3.1.4 Equipamento de aquisição de dados e controle de ensaios

Para o equipamento de aquisição de dados e controle de ensaios, utilizado nesta dissertação, buscou-se uma solução totalmente nova. Um critério importante para a escolha do equipamento foi que todos os componentes estivessem disponíveis no mercado nacional a um custo relativamente baixo. Outro critério foi a existência de assistência técnica local para a resolução de problemas de operação que eventualmente pudessem aparecer.

O equipamento de aquisição de dados foi montado com um microcomputador 586, funcionando a uma frequência de 100 MHz. Devido às exigências tanto do *software* de controle adotado (marca Hewlett Packard, modelo HP VEE) como do próprio sistema operacional (Windows 95), este microcomputador utiliza 16 Mbytes de memória de acesso randômico. O equipamento de aquisição de dados consiste de placas colocadas nos *slots* vagos do microcomputador. Estas placas foram fabricadas pela empresa Computer Boards Inc.. Para a coleta de dados dos instrumentos baseados em *strain gauges*, foi utilizada a placa de aquisição de dados modelo CIO DAS 1402/16, com resolução de 16 bits. Esta placa pode ser programada para executar tanto leituras diferenciais como leituras do tipo *single ended*. Para o equipamento desenvolvido nesta dissertação, devido à necessidade de utilização de uma placa adicional para condicionamento de sinais (CIO EXP-GP), com ajuste de ganho e com capacidade de excitação dos instrumentos, foi necessário ajustar a placa CIO DAS 1402/16 para realizar leituras somente do tipo *single ended*. A placa CIO EXP-GP permite também a expansão do número de canais. Esta placa é alimentada com 5V de corrente contínua fornecida pela fonte do microcomputador. Após a estabilização da voltagem de excitação, a placa excita os instrumentos com 4V de corrente contínua. O ganho foi ajustado para cada instrumento individualmente.

Para os transdutores de medição local de deformações foi utilizada outra placa de aquisição de dados (CIO DAS-802/16), com resolução de 16 bits e capacidade

para leitura de 8 canais diferenciais. Os sensores de medição local de deformações são excitados por uma fonte de corrente contínua de alta precisão (marca Thandar, modelo TS3021S), a qual excita todos os sensores do LMS/UFRGS. Esta fonte está ajustada para fornecer 8V de corrente contínua, requerida pelos sensores de efeito Hall. Como estes sensores não precisam de amplificação do sinal, foram conectados diretamente à placa CIO DAS-802/16, através de uma borneira adequada.

Para o controle das válvulas proporcionais, o equipamento utiliza uma placa de controle de processos, modelo CIO DDA06/12, da mesma empresa. Esta placa possui 6 conversores digital/analógico (D/A), com resolução de 12 bits. Cada válvula proporcional está conectada a um conversor D/A, o qual é capaz de fornecer uma voltagem entre 0 e 10 V. Essa voltagem é então aplicada ao circuito eletrônico digital que controla as bobinas magnéticas da válvula proporcional.

As principais vantagens de um sistema de aquisição de dados com placas colocadas em um microcomputador são (a) a alta velocidade com que os dados circulam, devido a não se utilizar cabos de comunicação, os quais normalmente diminuem a taxa de transferência de dados e (b) as dimensões reduzidas dos equipamentos de controle, que se restringem apenas ao microcomputador utilizado nos ensaios.

O programa de controle foi desenvolvido em um *software* comercial denominado HP VEE, da empresa Hewlett Packard. Este *software* está disponível especificamente para a aquisição de dados e controle de processos, tanto para aplicações industriais como de pesquisa. As principais vantagens deste *software* são (a) a programação ser baseada em técnicas de programação visual, o que nesta dissertação facilitou consideravelmente o desenvolvimento do programa de controle dos ensaios e (b) a possibilidade de utilização de várias sub-rotinas pré-programadas, como a plotagem de gráficos e outros tipos de controles fornecidos.

3.1.5 Descrição do programa de controle dos ensaios

O programa de controle dos ensaios triaxiais foi desenvolvido em etapas, na linguagem de programação visual HP VEE. Inicialmente, construiu-se um programa preliminar para controlar a trajetória de tensões de compressão triaxial, mantendo constantes a pressão de confinamento e a contra pressão. Isso possibilitou que alguns ensaios fossem realizados mesmo sem que o programa final de controle estivesse completamente desenvolvido. Conforme as necessidades futuras, o programa preliminar poderia ser expandido para tornar-se capaz de executar outras trajetórias de tensões a serem impostas. A figura 3.10 apresenta um fluxograma das principais sub-rotinas deste programa.

A primeira etapa do programa é a entrada dos dados para o ensaio. Nesta etapa são fornecidas as dimensões do corpo de prova, a pressão de confinamento na qual será realizado o ensaio, o valor da contra pressão, os nomes dos arquivos de dados a serem criados pelo programa, e outras informações básicas. Em seguida é executada uma sub-rotina que é responsável pela leitura inicial de cada instrumento, pela abertura do arquivo de gravação de dados e pela gravação destas leituras. Essas leituras serão o referencial para o cálculo da grandeza medida por cada instrumento, sendo utilizadas até o final do ensaio.

No passo seguinte, o programa realiza o aumento da pressão confinante até o valor de 40 kPa e da contra-pressão até 20 kPa. Esta sub-rotina é necessária para ultrapassar o atrito interno das válvulas proporcionais, visando minimizar problemas de estabilidade em pressões muito baixas (entre 0 e 20 kPa), próprios deste tipo de válvula.

A sub-rotina de saturação do corpo de prova é uma das mais complexas, sendo responsável pelo controle da elevação simultânea da pressão confinante e da contra-

pressão, mantendo constante a diferença entre essas tensões. A pressão confinante é elevada a partir do valor inicial de contra-pressão acrescido de um valor de tensão de 20 kPa. A contra-pressão é elevada até o valor especificado para o ensaio, permanecendo subsequente constante. A velocidade de elevação simultânea destas pressões é de aproximadamente 50 kPa/h. Esta velocidade foi considerada suficientemente baixa para minimizar variações de tensão efetiva que possam ocorrer no centro do corpo de prova, uma vez que a condutividade hidráulica do solo residual de arenito Botucatu é de aproximadamente 10^{-7} m/s (PRATES DA CUNHA, 1997). Para solos mais argilosos, valores ainda mais baixos de velocidade de elevação de pressões podem ser necessários.

Completada a etapa de elevação de pressões, o programa passa a monitorar, durante algum tempo, uma pequena migração de água que ocorre na direção do corpo de prova, provavelmente resultante da dissolução de bolhas de ar no seu interior e do *creep* apresentado pela tubulação de *nylon* (valor médio: 2 cm^3). O programa apresenta na tela um gráfico de volume de água x tempo. Quando a leitura de volume ficar estável, o usuário pode iniciar o ensaio. Deve-se ressaltar que as medições locais de deformação axial e radial, realizadas simultaneamente na mesma etapa, não detectaram variação volumétrica significativa do corpo de prova (menor que $0,02 \text{ cm}^3/\text{hora}$). A seguir, a pressão confinante era elevada até o valor especificado para o ensaio. O início da fase de compressão triaxial se dava após a estabilização da variação volumétrica. O fluxograma esquemático destas etapas pode ser visto na figura 3.10.

Durante a fase de compressão triaxial, para a trajetória de tensões de 45° , o programa realiza um ciclo de controle, consistindo das seguintes etapas: (a) leituras de todos os transdutores, (b) comparação às pressões estabelecidas pelo usuário e (c) correção das pressões aplicadas ao corpo de prova se necessário. Esta fase do programa contém, ainda, uma sub-rotina responsável pela gravação dos dados originais em bits e outra responsável pela gravação das grandezas correspondentes às leituras tomadas.

A finalização do ensaio é realizada pelo programa, caso uma das seguintes condições seja satisfeita. A primeira condição compara o deslocamento axial imposto com o valor limite de 17 mm, previamente estabelecido como valor máximo de deformação axial no programa. A segunda condição é a comparação da força axial aplicada ao corpo de prova com o valor máximo suportado pela célula de carga, que é de 5 kN. Se qualquer dos dois valores dados acima for superado, o programa interrompe imediatamente o ensaio.



Figura 3.10 - Esquema do programa de controle.

As diferentes etapas do programa de controle de ensaios têm suas informações apresentadas em tempo real no monitor de vídeo do microcomputador,

utilizando 3 telas específicas, as quais se sobrepõem durante a realização de cada ensaio.

Na tela principal de ensaio, correspondente à fase de compressão triaxial, são apresentados os seguintes gráficos: (a) o gráfico $p \times q$, que mostra a trajetória de tensões seguida, e (b) o gráfico $\epsilon_a \times q$. Nesta tela, são ainda apresentados os valores da força vertical, tensão confinante, contra pressão, tensão desvio e a variação volumétrica medida pelo transdutor. Esta tela pode ser vista na figura 3.11.

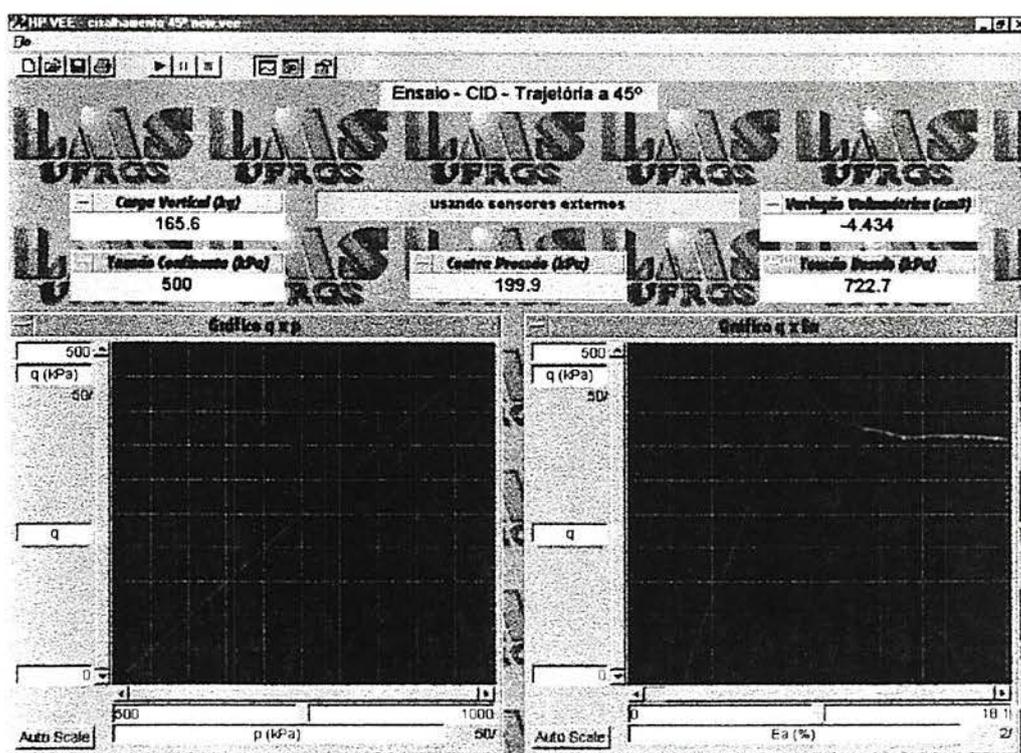


Figura 3.11 - Tela principal de ensaio.

A segunda tela é apresentada no monitor de vídeo imediatamente após o início do ensaio. Esta tela contém os seguintes gráficos: (a) pressão x tempo, onde são plotados juntamente os valores de tensão confinante e contra pressão e (b) deformação x tempo, onde são apresentados os valores de deformação axial e radial medidos pelos sensores de efeito Hall durante a fase de aumento de pressões (figura 3.12).

Após a finalização da etapa de aplicação de contra pressão e antes da fase de aumento da tensão confinante, o programa apresenta uma tela contendo um gráfico de variação volumétrica x tempo. O objetivo é mostrar evidências de que o corpo de prova está praticamente saturado, condição requerida para a execução do ensaio. Esta tela pode ser vista na figura 3.13.

Deve-se notar que a determinação do parâmetro B foi evitada, devido a evidências de que ciclos de tensão efetiva aplicados ao corpo de prova podem danificar sua estrutura (BRESSANI & VAUGHAN, 1989)

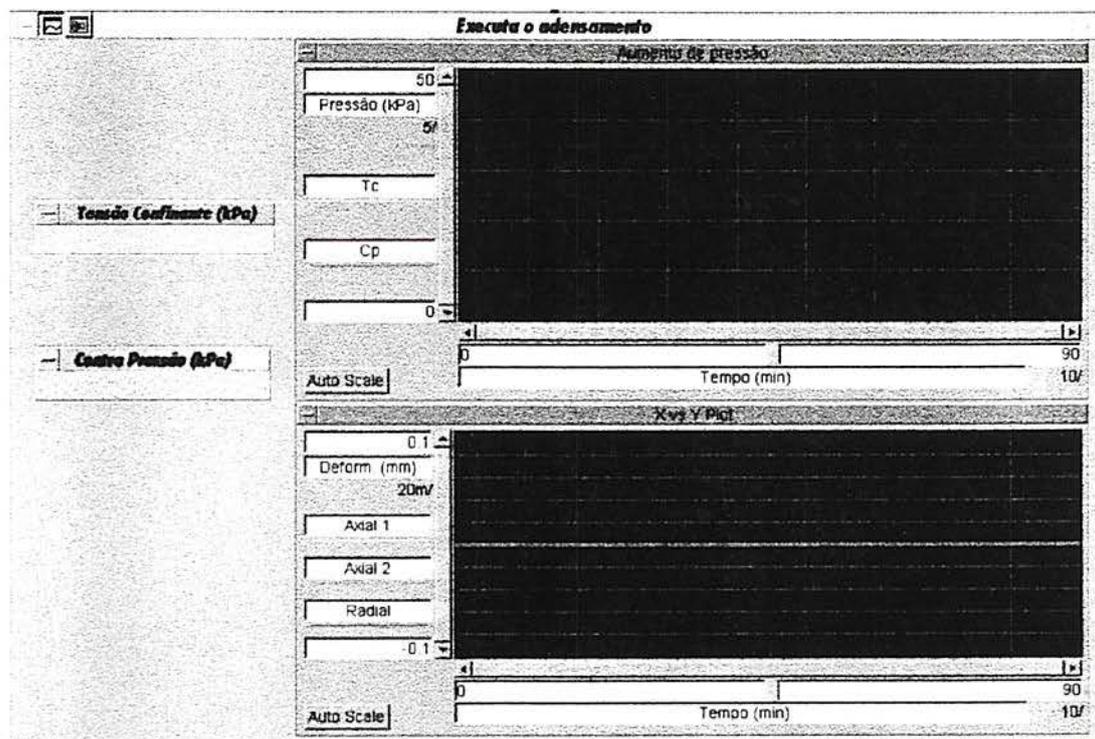


Figura 3.12 – Visualização da tela utilizada para o aumento de pressões.

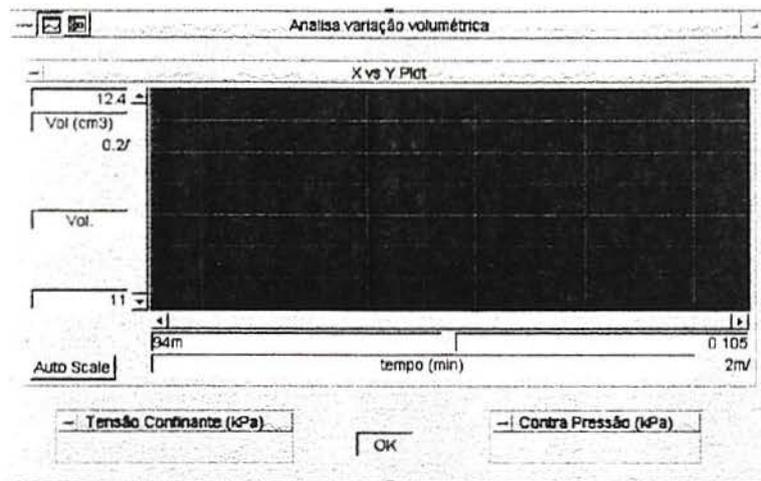


Figura 3.13 – Visualização da tela utilizada para variação volumétrica.

4 DESCRIÇÃO DO SOLO E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

4.1 Descrição do solo

O solo utilizado nesta dissertação foi amostrado de uma zona de empréstimo usada durante o asfaltamento da rodovia RS 239 (trecho Novo Hamburgo a Taquara). A jazida está localizada a cerca de 5 km do entroncamento desta rodovia com a BR 116. Não há estudos anteriores sobre o solo desta jazida. O material foi retirado do horizonte C a uma profundidade de aproximadamente 3 m, em um afloramento deste horizonte no talude da jazida. Amostras da mesma jazida também foram utilizadas por BASTOS (1997) em ensaios de cisalhamento direto com sucção controlada.

Na figura 4.1 é apresentada a curva granulométrica do material amostrado, com e sem defloculante. O ensaio de granulometria foi realizado por peneiramento e sedimentação, conforme a norma ABNT/NBR 7181. Pode-se notar a característica arenosa do solo, já que mais de 70 % do material possui grãos com diâmetro entre 2 e 0,05 mm. O solo apresenta ainda cerca de 15 % de partículas tamanho silte ($0,05 \text{ mm} < \phi < 0,005 \text{ mm}$) e aproximadamente 15 % de partículas tamanho argila ($\phi < 0,005 \text{ mm}$). As tentativas de executar ensaios de limites de Atterberg realizadas pelo autor não deram resultados

satisfatórios, indicando um carácter não plástico do material. Entretanto, BASTOS (1997) cita os seguintes valores para estes limites:

- Limite de Liquidez: 20%
- Limite de Plasticidade: 14%
- Índice de Plasticidade: 6%

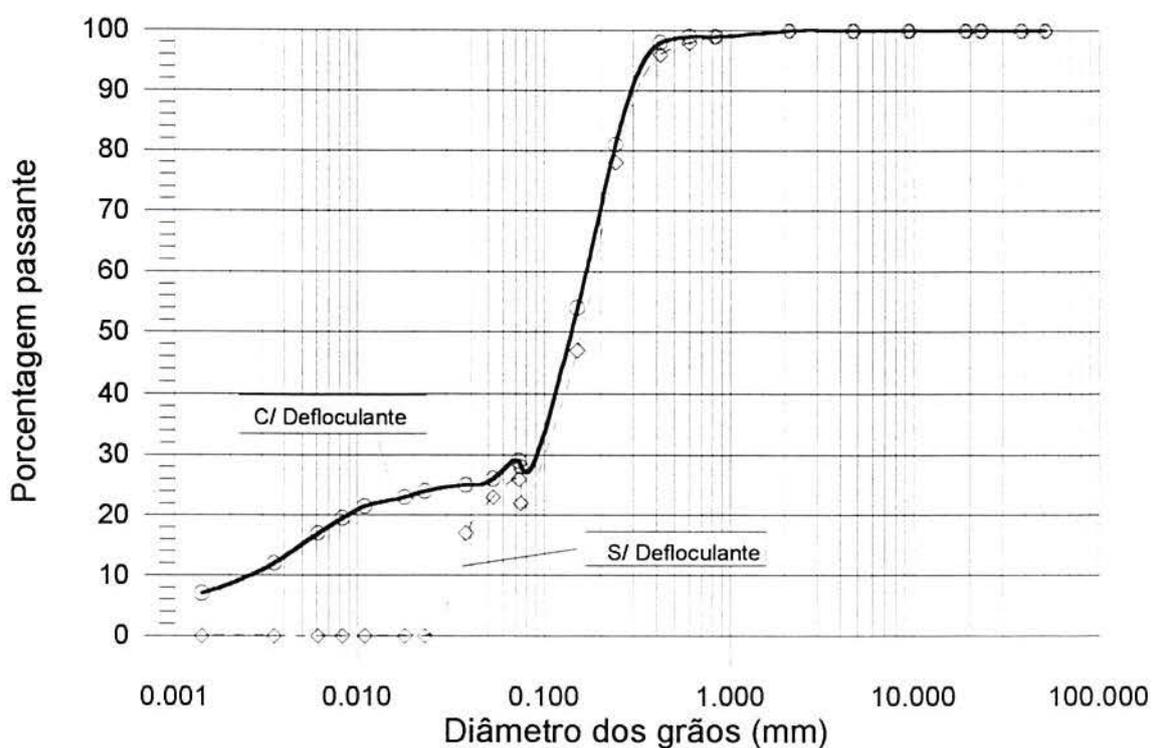


Figura 4.1- Curva granulométrica do material (BASTOS, 1997).

De acordo com os limites de Atterberg obtidos por BASTOS (1997) e a curva granulométrica, este material foi classificado como SM-SC, pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos. Através de ensaio realizado por BASTOS (1997), foi determinado o peso específico real médio dos grãos deste solo, igual a $26,4 \text{ kN/m}^3$.

O ensaio de curva característica deste material foi realizado utilizando-se a técnica do papel filtro (CHANDLER & GUTIERREZ, 1986), conforme a metodologia proposta por MARINHO (1995) (BASTOS, 1997). Na figura 4.2 estão apresentadas as curvas características de secagem e umedecimento do material. Cada ponto da curva corresponde a uma amostra diferente. A umidade de campo deste material é de cerca de 10%, correspondendo a uma sucção de aproximadamente 300 kPa.

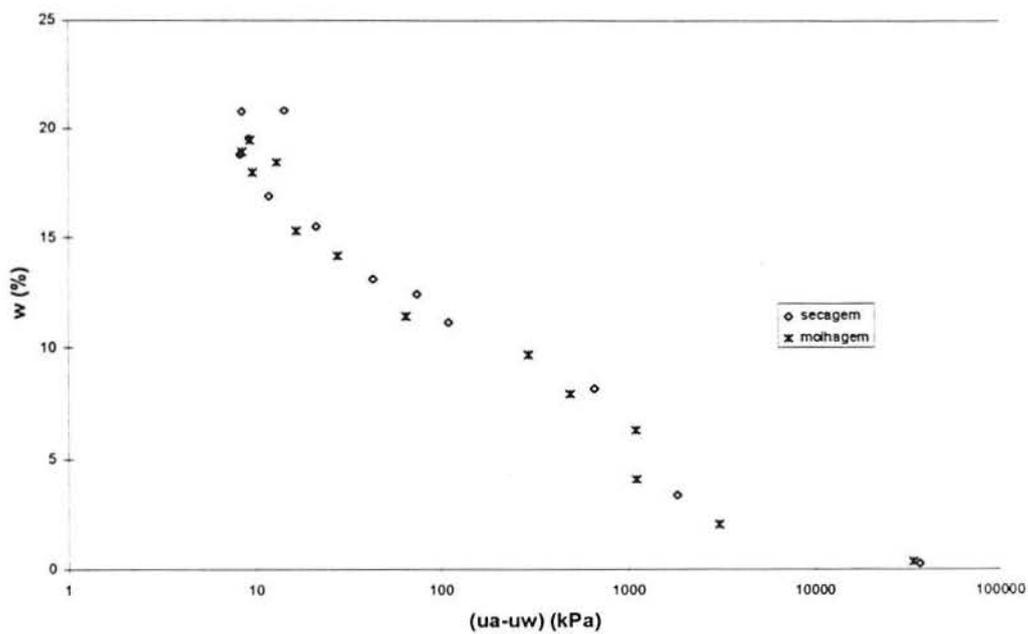


Figura 4.2 - Curvas características do solo residual de arenito Botucatu da jazida da rodovia RS 239 (BASTOS, 1997).

4.2 Técnica de amostragem e preparação dos corpos de prova

A técnica de amostragem do material a ser utilizado nos ensaios triaxiais foi a de moldagem de blocos no campo. Estes foram parafinados e trazidos até ao LMS/UFRGS, onde foram posteriormente divididos em prismas com dimensões aproximadas de 15cm x 7cm x 7cm. Cada prisma foi enrolado em papel alumínio, parafinado e armazenado na câmara úmida do laboratório.

Os prismas retirados do fracionamento do bloco foram introduzidos em um torno manual especialmente desenvolvido para a moldagem de corpos de prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro. Após a moldagem, os corpos de prova foram colocados em um berço com 10 cm de comprimento. Neste berço, cada corpo de prova de solo era desbastado em sua altura com um arco metálico, fazendo com que suas faces ficassem paralelas.

Os corpos de prova moldados eram a seguir pesados e suas dimensões eram determinadas com um paquímetro. Parte das sobras desta preparação serviam para a determinação do teor de umidade inicial do corpo de prova. Caso os corpos de prova não fossem imediatamente utilizados nos ensaios triaxiais, estes eram embalados em sacos de plástico, identificados e armazenados.

Para os ensaios de cisalhamento direto foram amostrados blocos de solo com dimensões menores (10cm x 10 cm x 20 cm) com um procedimento semelhante ao descrito acima. Para a moldagem dos corpos de prova a serem ensaiados, foram utilizados anéis metálicos de borda cortante com um diâmetro de 60 mm e altura de 20 mm, seguindo a técnica de preparação convencional descrita na literatura (HEAD, 1982).

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 Procedimento de Ensaio

Na execução dos ensaios triaxiais saturados, o corpo de prova era colocado no pedestal da câmara triaxial, sobre um papel filtro apoiado na pedra porosa convencional. Uma membrana de latex era colocada ao redor do corpo de prova. Na sua face superior colocava-se outro papel filtro, seguido de outra pedra porosa. Acima da pedra porosa era colocado o cabeçote. A membrana era fixada ao pedestal e ao cabeçote por meio de anéis de vedação.

Para a colocação dos sensores de medição local de deformação, a membrana precisava estar aderida ao corpo de prova, para isso, aplicava-se uma pressão negativa de 20 kPa ao corpo de prova (vácuo). As membranas tinham marcas desenhadas para orientar a colagem dos suportes dos sensores locais, os quais eram fixados utilizando-se um adesivo de secagem rápida. Após fixados, os sensores eram ajustados para que as leituras ficassem dentro do intervalo linear dos mesmos.

Depois da montagem do corpo de prova e do fechamento da câmara triaxial, esta era enchida com água destilada e desaerada, através da sua conexão com o

reservatório de água do laboratório. Após o enchimento, o vácuo que estava aplicado ao corpo de prova era aliviado e a câmara ficava conectada ao reservatório superior que, através da diferença de altura de coluna de água, mantinha a pressão confinante em torno dos 20 kPa (cerca de 2 m de coluna de água).

Para a execução de ensaios saturados, após a aplicação da tensão confinante, iniciava-se o procedimento de percolação. Esta fase consistia em passar pelo corpo de prova um volume de água desaerada correspondente ao dobro do volume do corpo de prova. Este procedimento foi executado utilizando-se uma bureta, colocada em comunicação com um béquer por meio de um tubo plástico. A bureta era ligada à base do corpo de prova, mantendo uma pressão de aproximadamente 0,70 m de coluna de água. Conectado ao cabeçote, outro tubo plástico foi ligado a um béquer de vidro graduado, pelo qual era medido o volume de água que passava pelo corpo de prova. Para a passagem de 400 ml de água desaerada este procedimento demorava de 12 a 14 horas, sendo iniciado à tarde do dia anterior ao ensaio e mantido durante a noite.

Concluída a fase de percolação, a válvula conectada ao topo do corpo de prova era fechada. Após algum tempo a válvula conectada à base era fechada não havendo mais conexão do corpo de prova com o ambiente.

Após inseridos no programa de controle de ensaio os dados do corpo de prova, a conexão ao reservatório de água do laboratório era fechada e o ensaio era iniciado. O programa elevava a tensão confinante para 40 kPa e a contra pressão para 20 kPa. No processo de saturação, a contra-pressão era elevada até o seu valor de ensaio e simultaneamente a pressão confinante era elevada até o valor suficiente para manter 20 kPa de diferença nas tensões. O aumento destas pressões tinha o objetivo de saturar o corpo de prova, dissolvendo na água o ar livre existente no seu interior, sendo o objetivo principal reduzir a sucção a um valor desprezível. Não há medição do parâmetro B neste processo, pois de acordo com BRESSANI & VAUGHAN (1989), carregamentos cíclicos podem danificar a estrutura de solos cimentados. O aumento das pressões era realizado a uma velocidade de 50 kPa/hora, para as duas pressões, valor este retirado de ensaios de saturação com medição do parâmetro B anteriormente executados. Sendo que o

procedimento adotado para identificar um elevado grau de saturação era o de medir o volume de água que entrava no corpo de prova, iniciando o cisalhamento quando este volume não apresentasse mais variação significativa. A partir deste ponto, a presença do operador não era mais necessária. O programa executava a fase de compressão triaxial, controlando as pressões constantes e realizando a coleta dos dados. O ensaio era finalizado pelo próprio programa quando o corpo de prova sofresse uma deformação axial de aproximadamente 15%.

A tabela 5.1 mostra valores dos índices físicos dos cinco primeiros corpos de prova ensaiados. Os valores dos outros índices físicos foram perdidos. A tabela 5.2 mostra valores médios dos dados iniciais dos corpos de prova ensaiados nesta dissertação. Todos os índices determinados em laboratório não tiveram variações consideráveis entre as amostras ensaiadas.

5.1.1 Programa de ensaios

Martins (1994) executou ensaios de cisalhamento direto inundados num solo residual de arenito Botucatu localizado em uma jazida da Vila Scharlau, município de São Leopoldo. Visando uma continuação de seu trabalho e a obtenção de mais dados sobre o solo residual de arenito Botucatu, optou-se por trabalhar com um material mais cimentado do que o material utilizado por Martins (1994) e que fosse de fácil acesso para retirada de amostras indeformadas. Assim foram selecionadas 3 jazidas, onde aparentemente o solo parecia ter um nível de cimentação maior. Nesta dissertação foram realizados 5 ensaios de cisalhamento direto com a finalidade de selecionar o material a ser utilizado neste estudo dentre as 3 jazidas de solo residual de arenito Botucatu que foram consideradas. Depois da escolha da jazida, foram realizados 7 ensaios triaxiais saturados com trajetórias de 45°. Os ensaios executados pretendiam determinar a superfície de cedência e as envoltórias de resistência deste solo. Estes ensaios também serviram para testar o equipamento montado e

o programa de controle.

Tabela 5.2 – Índices físicos de cinco dos sete corpos de prova

CP	1	2	3	4	5
Diâmetro	49,67 mm	50,21 mm	49,92 mm	50,16 mm	50,19 mm
Altura	100,41 mm	100,49 mm	100,23 m	100,31 mm	100,51 mm
Peso	352,72g	366,31g	348,65g	355,43g	363,38g
γ_{nat}	18,13 kN/m ³	18,41 kN/m ³	17,77 kN/m ³	17,93 kN/m ³	18,27 kN/m ³
W_{ini}	11,3%	10,7%	7,8%	9,8%	9,4%
W_{final}	20,6%	21,0%	19,7%	22,2%	21,9%

Tabela 5.1 – Valores médios dos dados físicos dos corpos de prova.

Índices médios	Valores
e	0,62
γ_{nat}	18,1 kN/m ³
Diâmetro	50,03 mm
Altura	100,39 mm
G	26,4 kN/m ³
W_{inic}	10,3%
W_{fin}	21,1%

5.2 Apresentação dos Resultados

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais realizados nesta dissertação. Juntamente com os gráficos são feitos alguns comentários sobre o comportamento deste material.

5.2.1 Ensaios de cisalhamento direto para a escolha da jazida

Para o estudo visando a escolha da jazida, foram moldados anéis de cisalhamento direto in situ. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentados na figura 5.1.

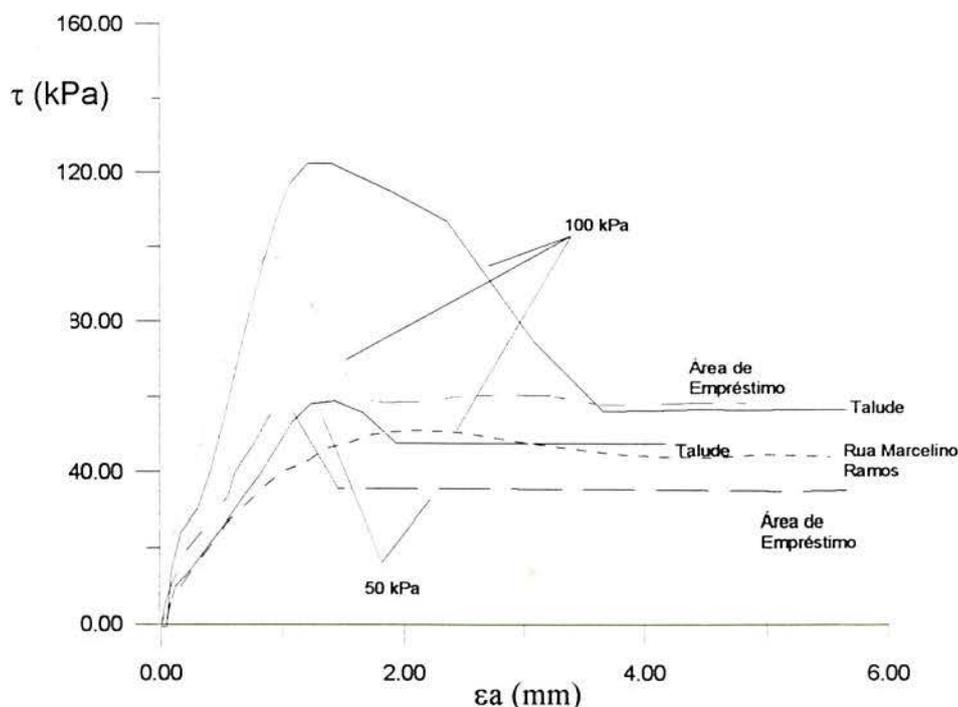


Figura 5.1 – Curvas tensão x deslocamento dos ensaios de cisalhamento direto.

Os resultados apresentados mostram que a jazida da rua Marcelino Ramos, no município de Novo Hamburgo, apresenta uma resistência ao cisalhamento pequena para a tensão vertical de 100 kPa. A jazida encontrada num dos taludes da rodovia RS 239, trecho Novo Hamburgo-Taquara, que apresenta o maior valor de resistência ao cisalhamento, conforme mostrado na figura 5.1, não foi escolhida por apresentar uma fração de areia muito grande, sugerindo que a alta resistência ao cisalhamento seria devida à densidade do material e não à cimentação. Nesta fase não foram executados ensaios de granulometria. Para se ter uma idéia deste parâmetro, os materiais do talude da rodovia RS 239 e da área de empréstimo da mesma rodovia foram destorroados e colocado numa proveta com água. Após algum tempo, o material sedimentado foi examinado, mostrando as frações arenosa e argilosa que haviam sido depositadas no fundo da proveta.

Conseqüentemente, escolheu-se para esta dissertação a jazida da área de empréstimo da rodovia RS 239, por apresentar uma fração de material fino maior e ter uma resistência ao cisalhamento superior ao solo proveniente da jazida de Vila Scharlau, estudada por MARTINS (1994), que apresentou um valor de resistência ao cisalhamento de pico da ordem de 80kPa, para a mesma tensão vertical de 100 kPa.

5.2.2 Resultados dos Ensaios Triaxiais

Foram realizados 7 ensaios triaxiais saturados drenados, com trajetória de tensões convencional, formando um ângulo de 45° com o eixo p' , no diagrama $p' \times q$ descrito por LAMBE & WHITMAN (1979). As curvas tensão desvio \times deformação axial e deformação volumétrica \times deformação axial de cada ensaio são mostradas nas figuras 5.2 a 5.8. Nesta dissertação convencionou-se denominar os ensaios triaxiais realizados de ET, seguindo-se do valor de tensão confinante em que este foi realizado.

Nestes ensaios não foram consideradas as correções devido á membrana de latex, pois esta apresenta um valor de resistência desprezível em relação à resistência do solo residual de arenito Botucatu, ensaiado neste trabalho.

No ensaio ET10 seguiu-se a trajetória de tensões CD, do ensaio triaxial convencional, com velocidade de deslocamento axial constante igual a 0,02 mm/min (utilizou-se a mesma velocidade de deslocamento em todos os ensaios triaxiais realizados). O solo foi sobre-adensado a uma tensão efetiva de 10 kPa, com uma contra-pressão de 200 kPa, já que o processo de saturação é realizado com uma diferença de tensões de 20 kPa. Na fase desviatória, a tensão desvio cresceu até um valor de pico de 50,3 kPa (figura 5.2), correspondente a uma deformação axial de aproximadamente 2,1%. Seguiu-se uma queda brusca da tensão desvio aplicada até sua estabilização num valor de aproximadamente 26 kPa, correspondente a uma deformação de cerca de 5%. A partir deste ponto a tensão desvio aplicada permaneceu praticamente constante até à máxima deformação do

ensaio, igual a 17%.

Observou-se que o comportamento do solo foi de natureza dilatante no ensaio ET10. A tensão desvio de pico correspondeu à máxima taxa de deformação volumétrica deste ensaio. Deve-se observar que para este ensaio a tensão desvio de cedência corresponde a uma deformação axial de aproximadamente 0,5%. A curva tensão desvio x deformação axial sugere que a partir de $\varepsilon_a=10\%$ a amostra tenha alcançado o estado crítico, porém a curva de deformação volumétrica x deformação axial mostra que o corpo de prova continua se deformando volumetricamente. Isto demonstra as dificuldades para a interpretação dos resultados de ensaios triaxiais com relação à identificação do momento em que o estado crítico é atingido (AVERSA et al, 1993).

No ensaio ET25, o solo foi inicialmente adensado a uma tensão efetiva de 25 kPa, com uma contra-pressão de 200 kPa. O comportamento da amostra neste ensaio foi similar ao do ensaio anterior. Na fase desviatória, a tensão desvio cresceu até um valor de pico de 70.7 kPa, correspondente a uma deformação axial de aproximadamente 2,2% (figura 5.3). Seguiu-se também uma queda brusca da tensão desvio aplicada até a estabilização num valor de aproximadamente 45 kPa, correspondente a uma deformação de cerca de 5%. A partir deste ponto a tensão desvio aplicada permaneceu praticamente constante até à máxima deformação aplicada de 15%.

O comportamento do solo foi, também, de natureza dilatante neste ensaio. A tensão desvio de pico correspondeu à máxima taxa de deformação volumétrica. A tensão desvio de cedência correspondeu a uma deformação axial de aproximadamente 0,5%. Neste ensaio a célula de carga apresentou problemas de estabilização de leituras (provavelmente por ruptura do selamento do diafragma flexível que separa o óleo do interior da célula da água de confinamento), mas foi possível identificar uma curva tensão x deformação média retirada dos dados experimentais, que parece ser consistente com o comportamento esperado do material.

No ensaio ET50, o solo foi adensado a uma tensão efetiva de 50 kPa, também com uma contra-pressão de 200 kPa. Na fase desviatória, a tensão desvio cresceu até um valor de pico de 115,6 kPa, correspondente a uma deformação axial de

aproximadamente 3,6%. Neste ensaio observou-se uma queda menor da tensão desvio aplicada até a estabilização, num valor de aproximadamente 82,1 kPa, correspondente a uma deformação de cerca de 5%. A partir deste ponto a tensão desvio aplicada permaneceu praticamente constante até à máxima deformação aplicada de 17% (figura 5.4).

O comportamento do solo foi ainda de natureza dilatante; os níveis de deformação volumétrica estão diminuindo com o aumento da tensão confinante. Neste ensaio pode-se notar o aparecimento claro do ponto de cedência do material e o aumento do valor de deformação axial correspondente à tensão de pico. O ponto de cedência deste material se dá a uma tensão desvio de 72 kPa, para uma deformação axial de aproximadamente 1,1%.

No ensaio ET100 o solo foi adensado a uma tensão efetiva de 100 kPa, com a mesma contra-pressão de 200 kPa. Na fase desviatória a tensão desvio cresceu até um valor de pico de 204,9 kPa, correspondente a uma deformação axial de aproximadamente 5% (figura 5.5). Nota-se novamente que, à medida que aumenta a tensão confinante, o valor de deformação axial para a tensão desvio de pico é maior. Após o pico, segue-se, como nos ensaios anteriores, uma queda da tensão desvio aplicada até a estabilização num valor de aproximadamente 162,6kPa, correspondente a uma deformação de cerca de 8%. A partir deste ponto a tensão desvio aplicada permaneceu praticamente constante até à máxima deformação aplicada de 14%. Neste ensaio pode-se notar, novamente, o aparecimento claro do ponto de cedência do material, correspondente a uma tensão desvio de 90 kPa. A deformação axial medida no ponto de cedência é de aproximadamente 0,9%.

No ensaio ET150 o solo foi adensado a uma tensão efetiva de 150 kPa (contra-pressão igual a 200 kPa). Na fase desviatória a tensão desvio cresceu até um valor de pico de 259,7 kPa, correspondente a uma deformação axial de aproximadamente 4,1% (figura 5.6). O comportamento pós-pico apresenta uma pequena queda da tensão desvio aplicada até praticamente a estabilização num valor de 233kPa, correspondente a uma deformação de cerca de 8%. Este valor de tensão desvio permaneceu praticamente constante até à máxima deformação do ensaio de 14%.

O comportamento do solo não é mais de natureza dilatante, mas o pico está

associado à dilatação do material. Também neste ensaio pode-se notar o aparecimento de uma zona de cedência. O valor da tensão desvio correspondente ao ponto de cedência para este ensaio é de 89 kPa e também corresponde a uma deformação axial de aproximadamente 0,9%.

No ensaio ET200 o solo foi adensado a uma tensão efetiva de 200 kPa, com uma contra-pressão de 200 kPa. Na fase desviatória a tensão desvio cresceu até um valor de pico de 353,9 kPa, correspondente a uma deformação axial de aproximadamente 4,2%. O comportamento pós-pico apresentou uma pequena queda da tensão desvio aplicada, até praticamente a estabilização num valor de 274 kPa, este correspondente a uma deformação de cerca de 8%. Este valor de tensão desvio permaneceu praticamente constante até à máxima deformação do ensaio de 14%.

O comportamento do solo passa neste ensaio a ser de natureza contrátil, tendo o pico de resistência associado à dilatação do material, com níveis de deformação volumétrica da ordem de 1%. Neste ensaio, pode-se notar o aparecimento claro da zona de cedência do material, além do aumento da deformação axial na qual é mobilizada a tensão de pico (aproximadamente 5%). O ponto de cedência deste material se dá a uma tensão desvio de 353,9 kPa, correspondente a uma deformação axial de aproximadamente 0,76% (figura 5.7).

No ensaio ET300 o solo foi adensado a uma tensão efetiva de 300 kPa, para uma contra-pressão de 200 kPa. Na fase desviatória a tensão desvio cresceu até um valor de pico de 447,5 kPa, a uma deformação axial de aproximadamente 5,5% (figura 5.8). O comportamento pós-pico apresenta uma queda proporcionalmente pequena da tensão desvio aplicada até praticamente a estabilização num valor de 352.1kPa. Este valor corresponde a uma deformação axial de cerca de 10%. A tensão desvio permaneceu praticamente constante até à máxima deformação do ensaio de 17%. Neste ensaio, a curva deformação volumétrica x deformação axial mostra uma tendência de estabilização para grandes deformações axiais, indicando que o estado crítico está prestes a ser atingido.

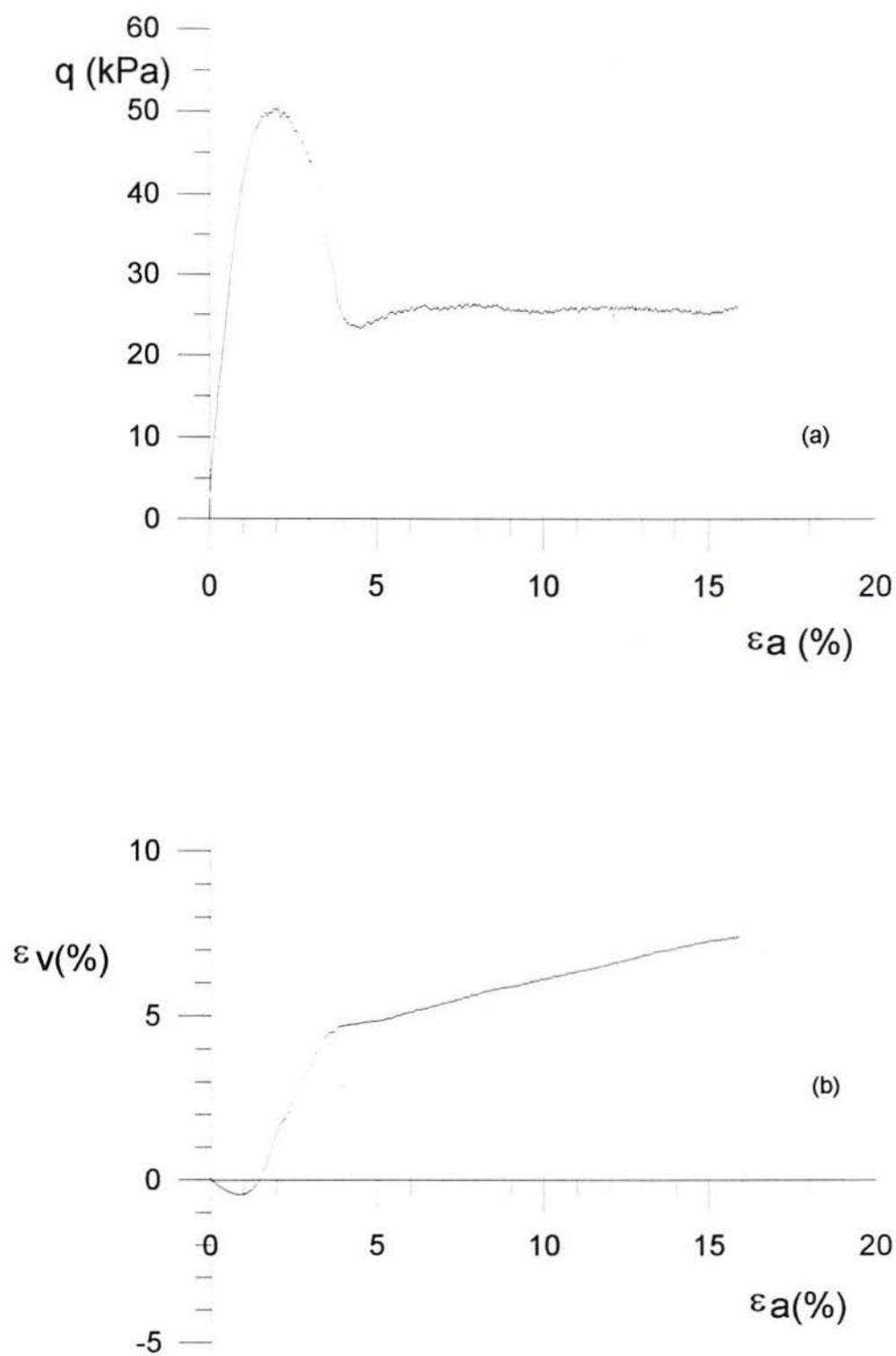


Figura 5.2 - Ensaio ET10 com $\sigma_c = 10$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

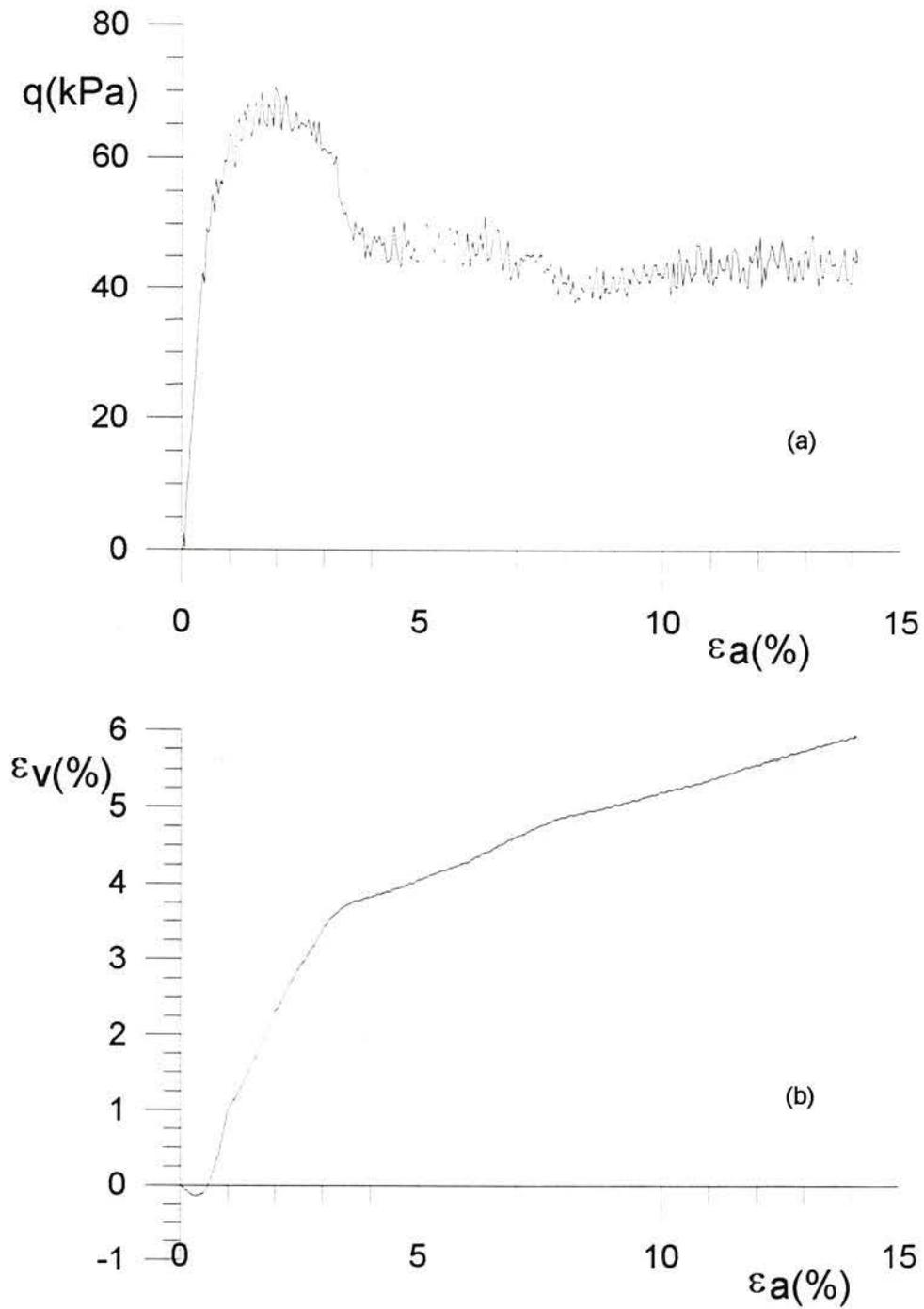


Figura 5.3 - Ensaio com $\sigma_c = 25$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

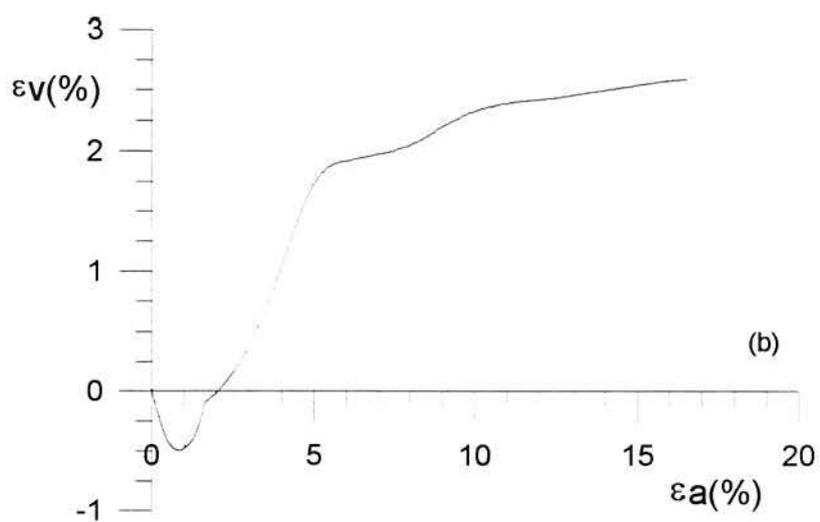
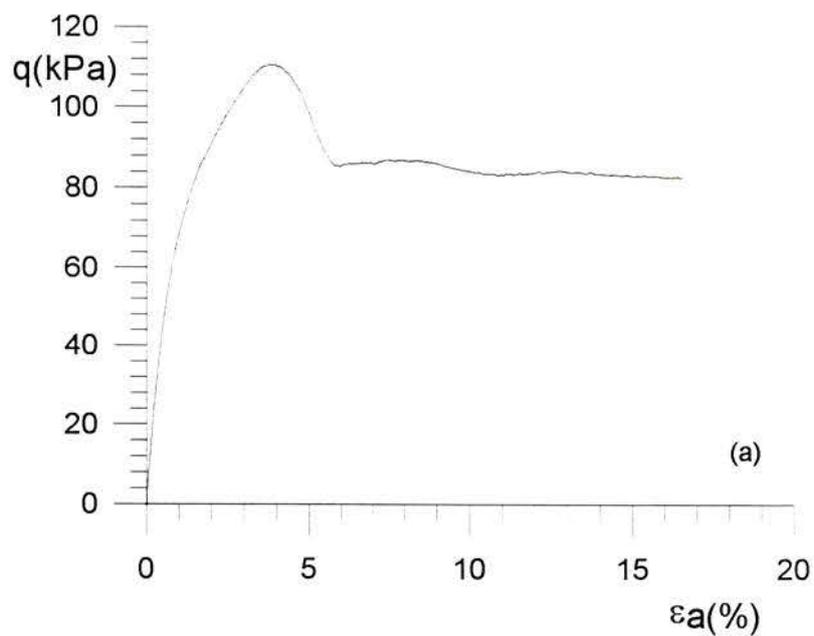


Figura 5.4 - Ensaio com $\sigma_c = 50$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

O material diminui de volume, mas o pico continua associado à dilatância do material. Os níveis de deformação volumétrica são da ordem de 2% a partir do pico, mostrando que o comportamento volumétrico do material foi completamente modificado pela elevada tensão confinante. Neste ensaio, pode-se notar o aparecimento da zona de

cedência do material, correspondente a uma tensão desvio de 70kPa, a uma deformação axial de aproximadamente 0,65%.

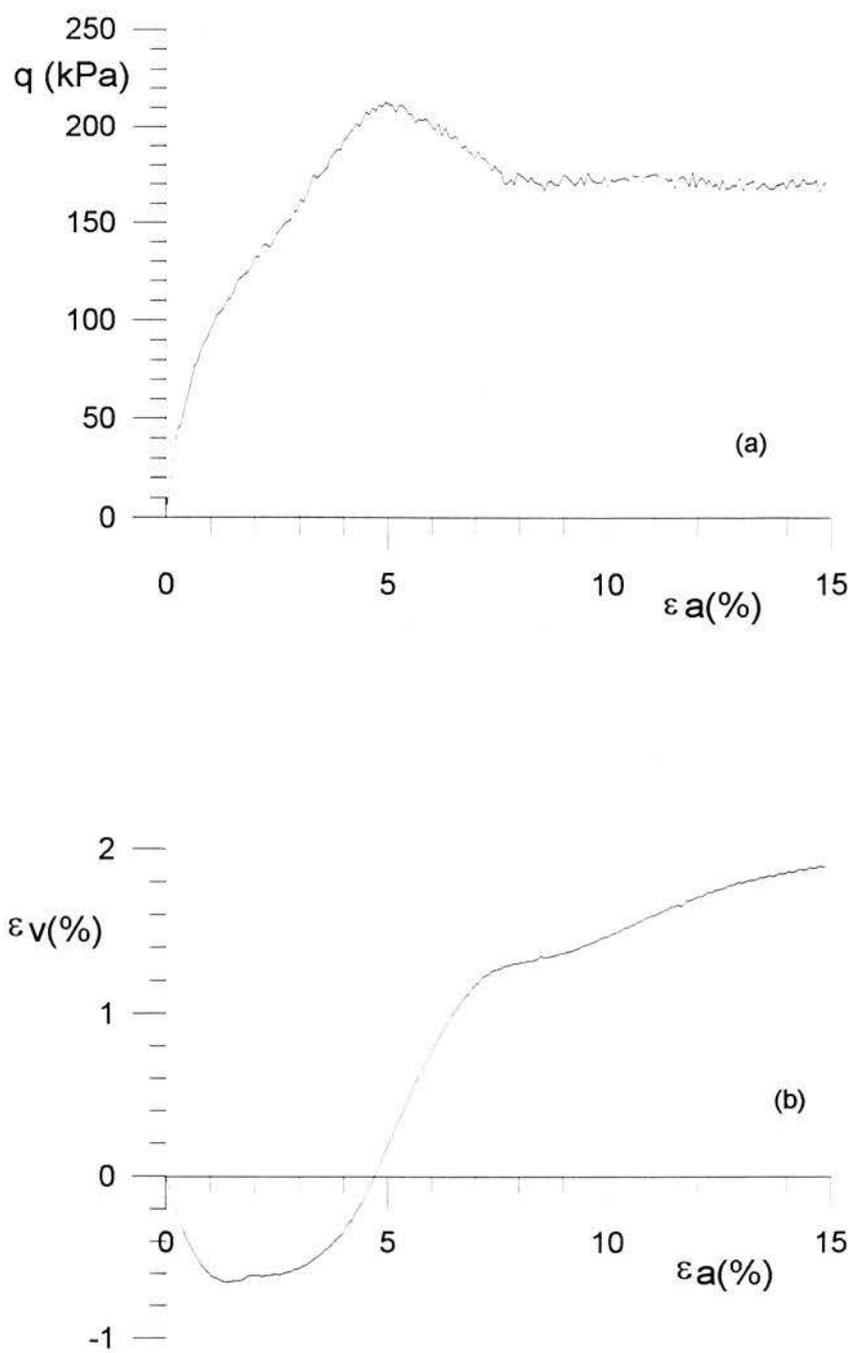


Figura 5.5 - Ensaio com $\sigma_c = 100$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

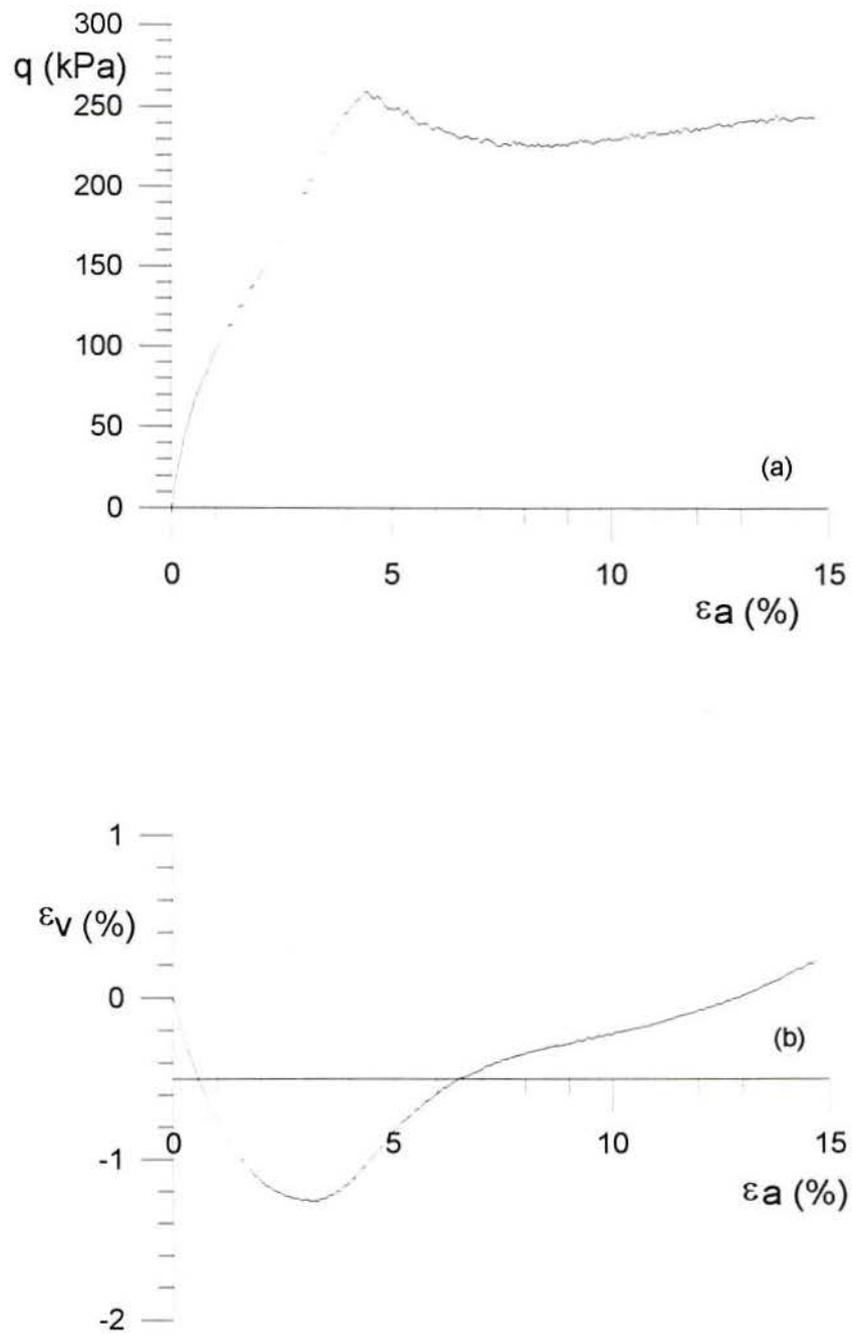


Figura 5.6 - Ensaio com $\sigma_c = 150$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

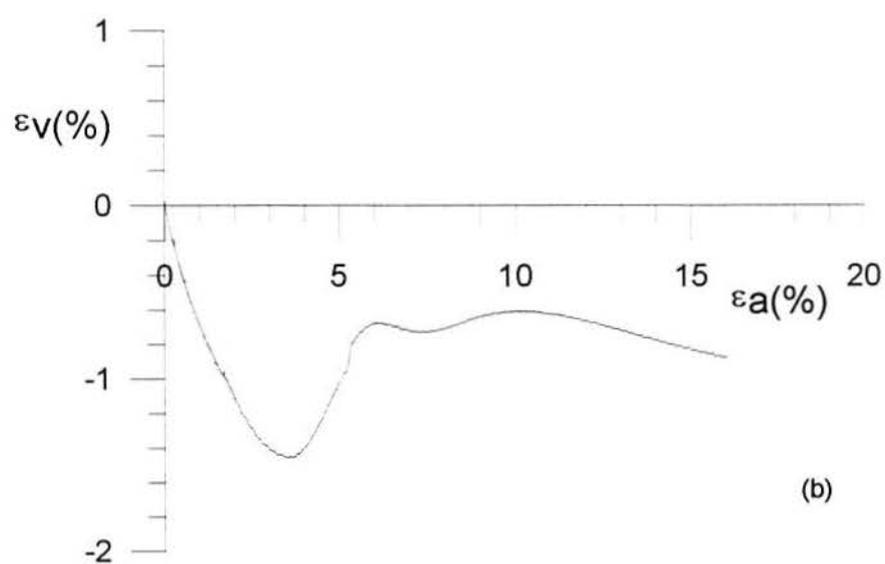
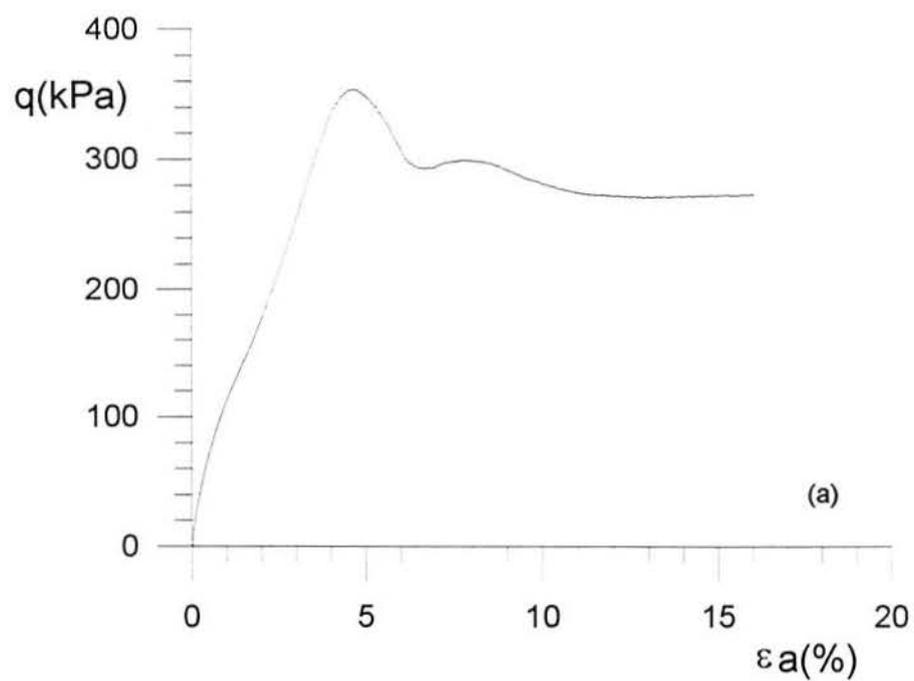


Figura 5.7 - Ensaio com $\sigma_c = 200$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

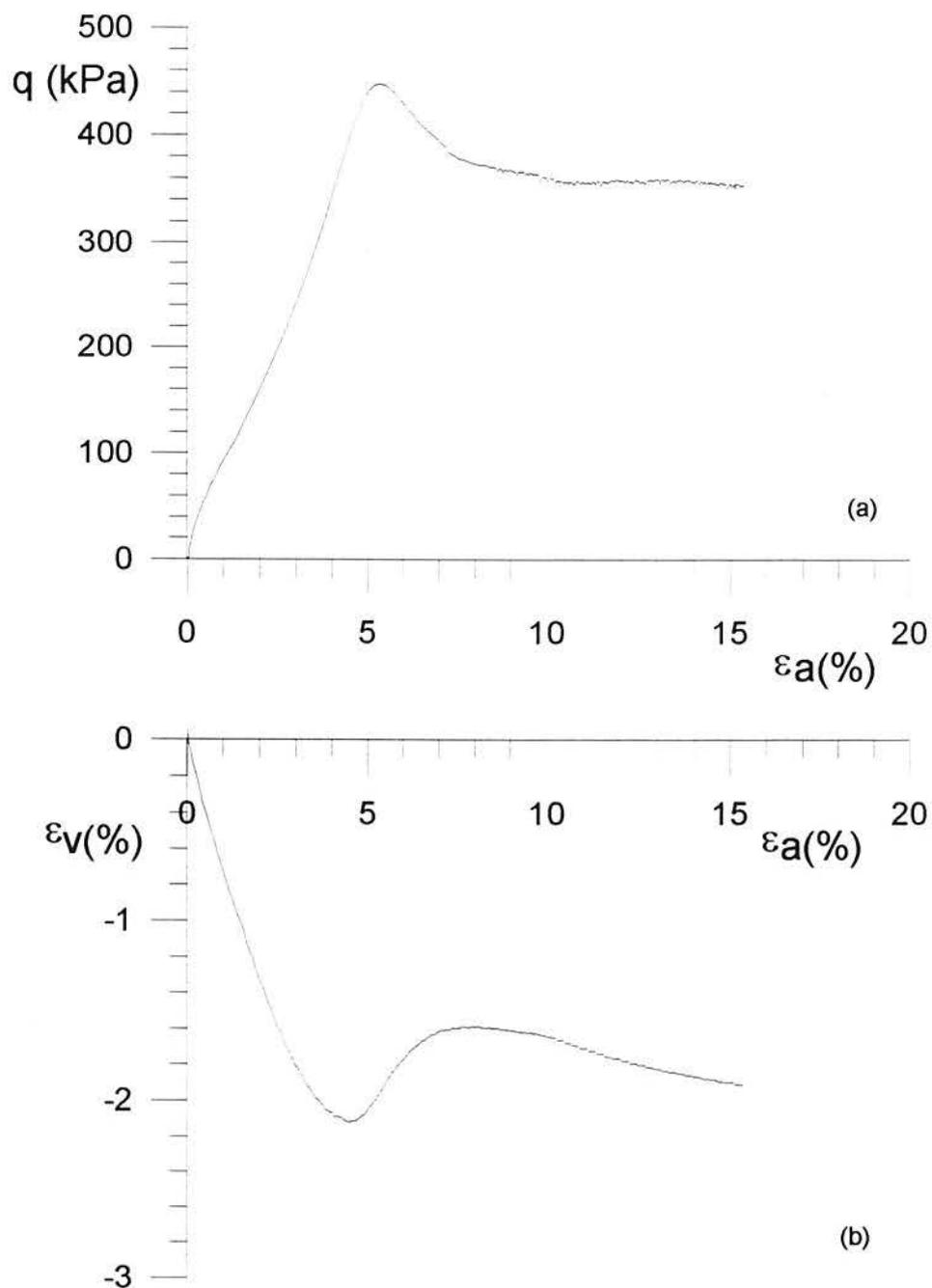


Figura 5.8 - Ensaio com $\sigma_c = 300$ kPa, (a) $q \times \epsilon_a$, (b) $\epsilon_v \times \epsilon_a$.

Podem ser observados nas figuras anteriores os pontos de cedência em todos os ensaios; nos ensaios com tensões confinantes baixas (ET10 e ET25), a tensão de cedência é a própria resistência ao cisalhamento de pico. O material se comporta como

uma areia densa, devido ao fato de apresentar um pico de tensão desvio após a cedência, até mesmo para tensões confinantes altas (cerca de 300 kPa). Estas observações são consistentes com a literatura sobre solos estruturados (e.g. LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Outro comportamento que pode ser notado, e que foi citado por AVERSA et al. (1993), é o de que solos estruturados necessitam de deformações maiores do que as obtidas usualmente em ensaios triaxiais para chegar ao estado crítico, demonstrando que o processo de desestruturação necessita de deformações grandes para ser finalizado. Aparentemente o estado crítico foi caracterizado nos ensaios com tensões confinantes maiores (ET200 e ET300).

A tabela 5.3 lista o código de identificação de cada corpo de prova e a respectiva tensão confinante, bem como os pontos correspondentes à tensão de cedência do solo, tensão de ruptura de pico e resistência ao cisalhamento para grandes deformações (definida para $\epsilon_a > 10\%$)

Tabela 5.3 - Sumário dos resultados dos ensaios triaxiais.

Ensaio	σ_c (kPa)	$q_{cedência}$ (kPa)	q_{pico} (kPa)	$q_{(10\%)}$ (kPa)
ET 10	10	26	50,3	25,8
ET25	25	40	70,7	45
ET50	50	72	115,6	82,1
ET100	100	90	204,9	162,6
ET150	150	89	259,7	233,3
ET200	200	88	353,9	274,0
ET300	300	70	447,5	352,1

Para uma melhor comparação e compreensão dos resultados encontrados nos ensaios ET10 a ET300, são colocadas na figura 5.9 todas as curvas tensão desvio x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial.

Resistência ao cisalhamento

A envoltória de resistência ao cisalhamento do solo residual de arenito Botucatu ensaiado nesta dissertação foi determinada a partir dos resultados dos ensaios triaxiais considerando o critério de Mohr - Coulomb. Pela análise das curvas tensão x deformação, o solo apresentou uma resistência ao cisalhamento de pico para todos os níveis de tensão confinante utilizados nos ensaios. Para a determinação dos parâmetros da envoltória de resistência ao cisalhamento de pico foram utilizadas as curvas $p' \times q$ mostradas na figura 5.9. Pode-se notar que esta envoltória é curva, mas dentro do intervalo de tensões confinantes utilizadas pode ser interpretada como tendo um comportamento bilinear. Os parâmetros da envoltória de resistência ao cisalhamento de pico no diagrama $p' \times q$ são $\alpha' = 32.5^\circ$ e $a' = 10.69$ kPa, para tensões confinantes baixas, e $\alpha' = 28.8^\circ$ e $a' = 35.97$ kPa, para as tensões confinantes maiores. Os valores correspondentes de ângulo de atrito interno e intercepto coesivo são respectivamente: $\phi' = 39,57^\circ$ e $c' = 13,87$ kPa, para baixas tensões confinantes, e $\phi' = 33,9^\circ$ e $c' = 43$ kPa, para tensões confinantes maiores.

Na interpretação do comportamento deste solo a grandes deformações foi considerada a resistência ao cisalhamento determinada para $\epsilon_a > 10\%$. Para a definição destes pontos foram utilizadas as curvas tensão x deformação apresentadas nas figuras 5.2 a 5.8. A envoltória de resistência a grandes deformações é mostrada na figura 5.10. Esta envoltória também é curva, apresentando um comportamento bilinear dentro do intervalo de tensões confinantes utilizado. Os parâmetros da envoltória de resistência ao cisalhamento para grandes deformações são: $\alpha' = 31^\circ$ e $a' = 3,49$ kPa, para tensões confinantes baixas, e para tensões maiores $\alpha' = 23.81^\circ$ e $a' = 64.20$ kPa. Os correspondentes parâmetros de resistência ao cisalhamento do critério Mohr-Coulomb são $\phi' = 36,9^\circ$ e $c' = 4,37$ kPa, para tensões confinantes baixas, e $\phi' = 26,2^\circ$ e $c' = 71,54$ kPa, para tensões confinantes mais altas, respectivamente.

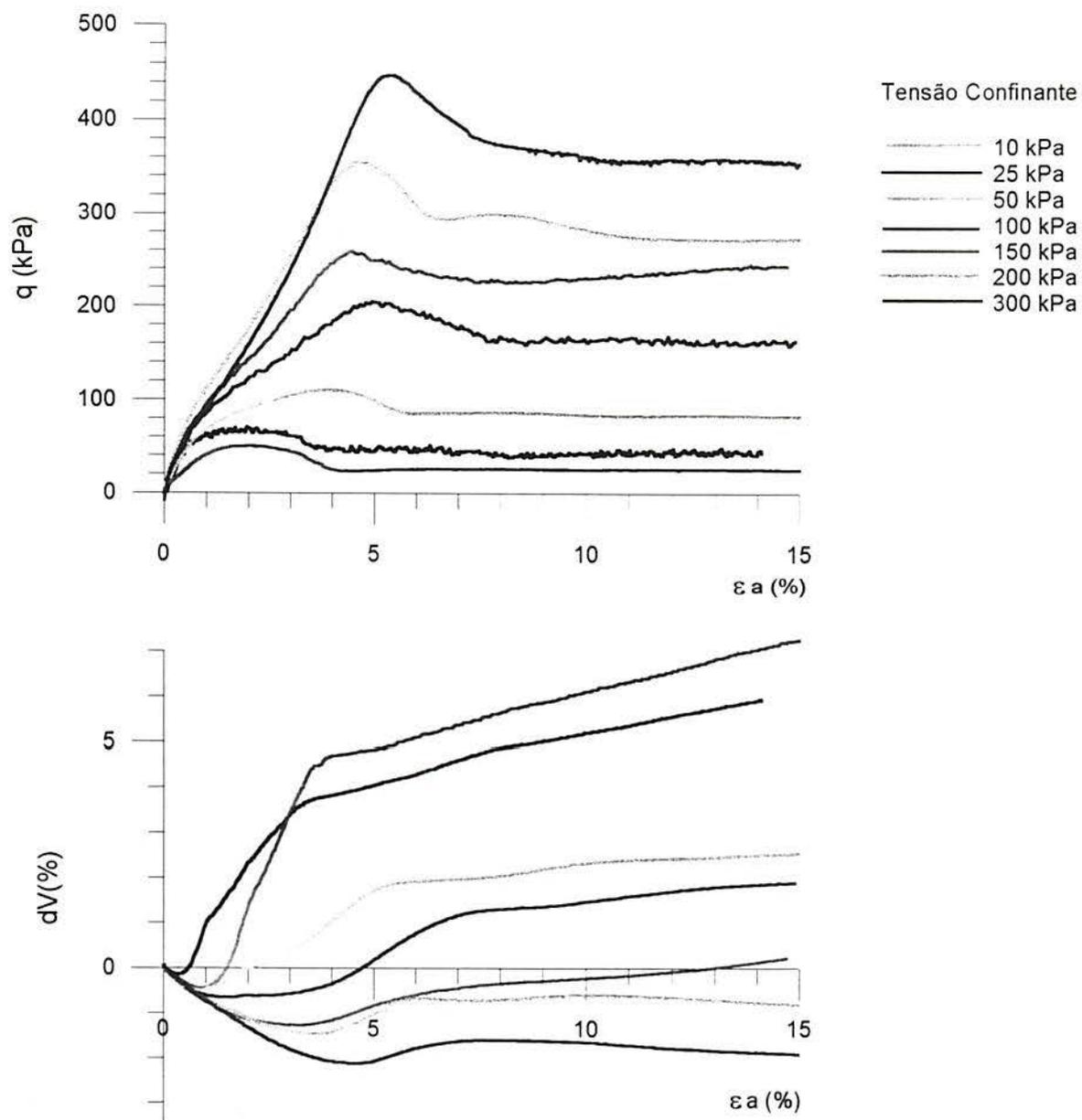


Figura 5.9 - Ensaio triaxiais realizados.

Superfície de cedência

Para a determinação dos pontos de cedência de cada ensaio, foram utilizados os métodos propostos por MACCARINI (1987) e VAUGHAN (1988). O

primeiro consiste em plotar a curva tensão x deformação numa escala aritmética-logaritmica. Neste gráfico podem se identificar dois trechos lineares. O ponto onde estas retas se encontram é o ponto de cedência do ensaio. O método proposto por VAUGHAN (1988) é similar, porém a escala utilizada é uma escala logaritmica-logaritmica.

O solo residual de arenito Botucatu estudado nesta dissertação apresentou os mesmos valores de ponto de cedência, para quaisquer dos métodos gráficos de determinação indicados no capítulo 2, baseados na observação da curva tensão-deformação. Em algumas determinações, a utilização da escala aritmética-log mostrou ser mais eficiente para a visualização da mudança de comportamento associada à cedência. As figuras 5.11 a 5.12 apresentam o procedimento utilizado para a determinação do ponto de cedência dos ensaios triaxiais realizados com tensões confinantes de: 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Os correspondentes valores de ponto de cedência são 72 kPa, 90 kPa e 88 kPa, respectivamente. A superfície de cedência definida no espaço de tensões $p' \times q$ pelos pontos de cedência determinados para cada ensaio pode ser vista na figura 5.10.

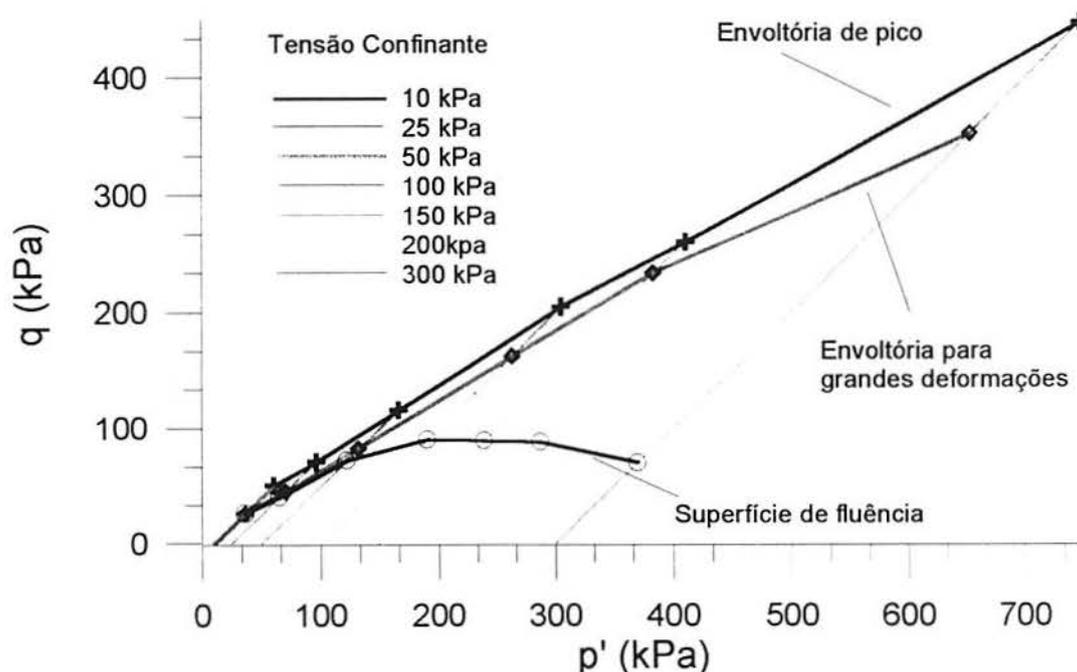


Figura 5.10 - Superfície de cedência e envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo residual de arenito Botucatu.

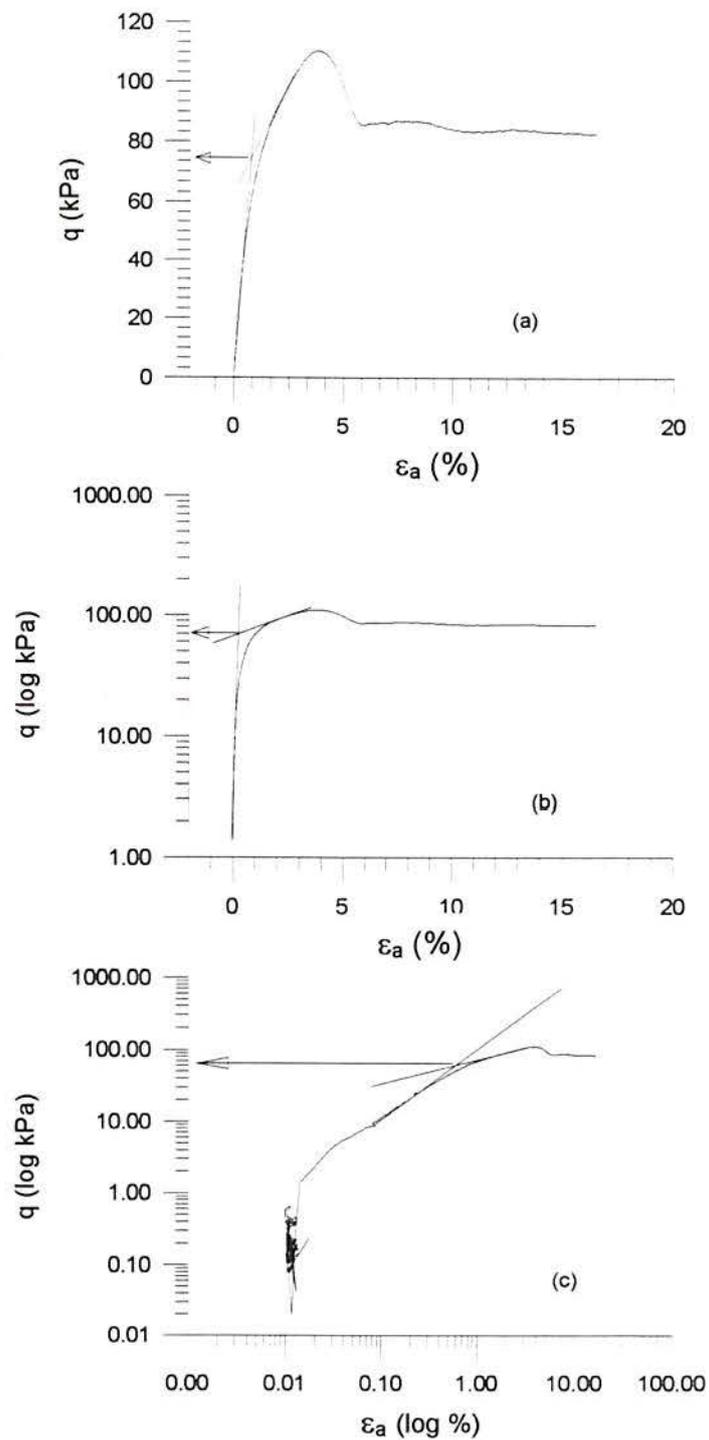


Figura 5.11 - Determinação do ponto de cedência do ensaio de 50 kPa: (a) escala normal; (b) escala aritmética-log; (c) escala log-log.

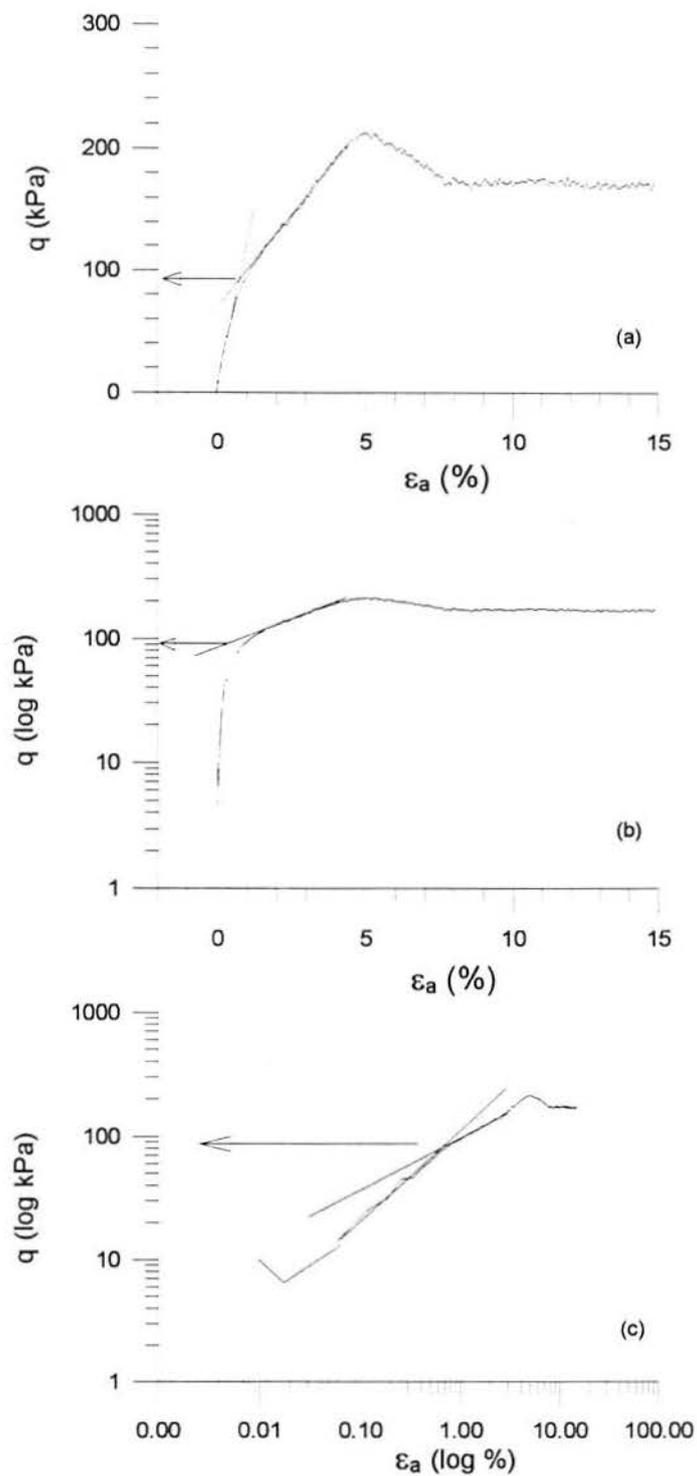


Figura 5.12 - Determinação do ponto de cedência do ensaio de 100 kPa: (a) escala normal; (b) escala aritmética-log; (c) escala log-log.

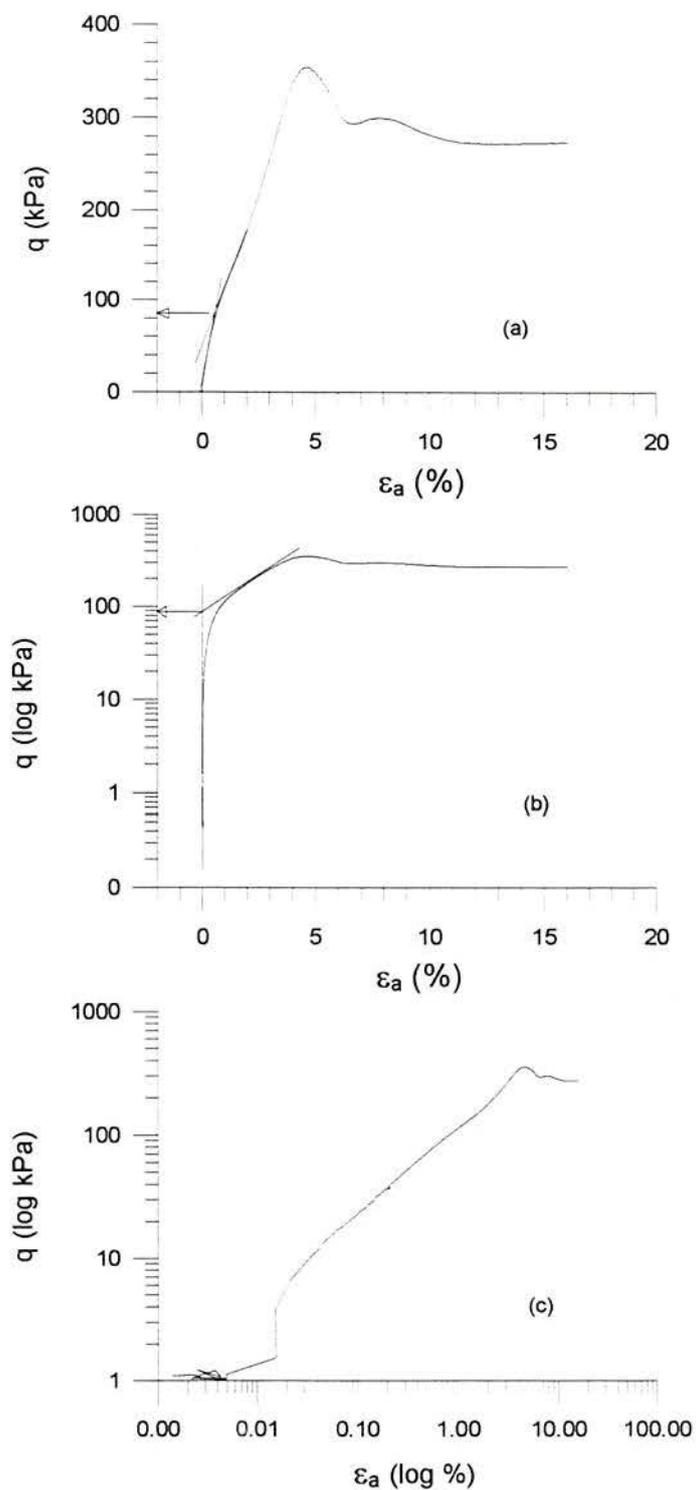


Figura 5.13 - Determinação do ponto de cedência do ensaio de 200 kPa: (a) escala normal; (b) escala aritmética-log; (c) escala log-log.

Comparação entre os resultados da Vila Scharlau e da rodovia RS 239

Na figura 5.14 pode-se observar a superfície de cedência obtida por MARTINS (1994) para o solo residual de arenito Botucatu da Vila Scharlau, através de ensaios com trajetórias de tensão distintas. Na mesma figura, é realizada a comparação com a superfície de cedência do solo residual de arenito Botucatu oriundo da jazida da rodovia RS 239. Pode-se notar que as superfícies de cedência são semelhantes, dando indícios de que os níveis de cimentação destes solos são similares. Para pequenas tensões confinantes, as duas superfícies de cedência são coincidentes. Para tensões confinantes maiores, a superfície de cedência do solo residual de arenito Botucatu da jazida da rodovia RS239 apresenta pontos de cedência mais elevados, provavelmente devido ao aumento de rigidez dado pela densidade. Analisando a figura 5.15 pode-se notar as envoltórias de resistência ao cisalhamento de pico e de grandes deformações para ambos os materiais. Essas envoltórias revelam a influência da densidade dada pela diferença entre índices de vazios ($e=0,62$ RS 239 e $e=0,7$ Vila Scharlau).

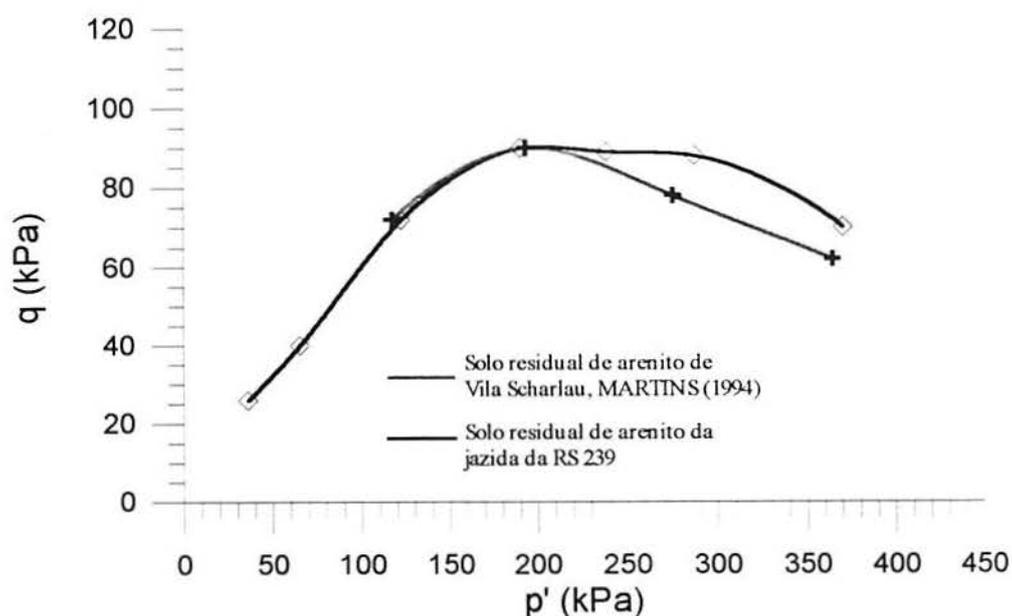


Figura 5.14 – Comparação das superfícies de cedência.

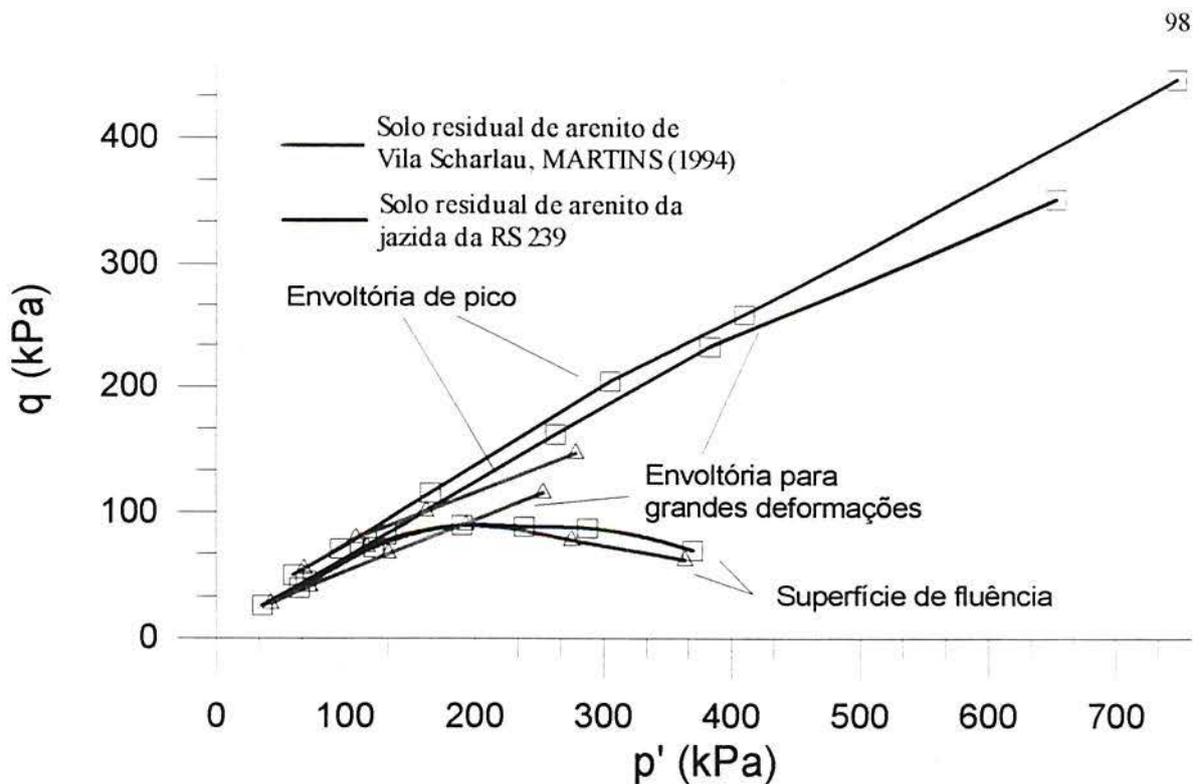


Figura 5.15 – Envoltórias de resistência ao cisalhamento e superfícies de cedência.

Módulo de Deformabilidade

Nesta dissertação, o módulo de deformabilidade do solo residual de arenito Botucatu foi determinado a partir das curvas tensão x deformação apresentadas nas figuras 5.2 a 5.8. Na interpretação dos resultados, foi considerada a teoria da elasticidade para um material homogêneo, isotrópico e elástico. Como as trajetórias de tensão apresentaram tensão radial constante, o módulo de deformabilidade foi calculado pela expressão $E = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_s}$. Como o comportamento do solo é não linear, determinou-se o módulo de deformabilidade secante à origem para todos os pontos experimentais (figura 5.16).

Na figura 5.16 observa-se uma tendência do módulo de deformabilidade a pequenas deformações de aumentar com a tensão confinante. Este aumento é marcante para valores de tensão confinante abaixo de 100 kPa. Para valores acima de 100 kPa o

módulo de deformabilidade apresenta praticamente o mesmo valor, sendo este resultado consistente com o apresentado por BRESSANI (1990) para um solo estruturado artificialmente cimentado. Também pode-se observar, na mesma figura, uma tendência de redução do módulo de deformabilidade com a deformação axial. Em algumas curvas tensão x deformação, observa-se um relativo enrijecimento do material antes de mobilizar a resistência de pico, sendo particularmente claro para as curvas correspondentes às tensões confinantes de 200kPa e 300kPa. Para deformações maiores, observa-se também a tendência de aumento do módulo com a tensão confinante para todos os ensaios, sendo o comportamento semelhante ao de solos não estruturados (e.g. POROVIC & JARDINE, 1995).

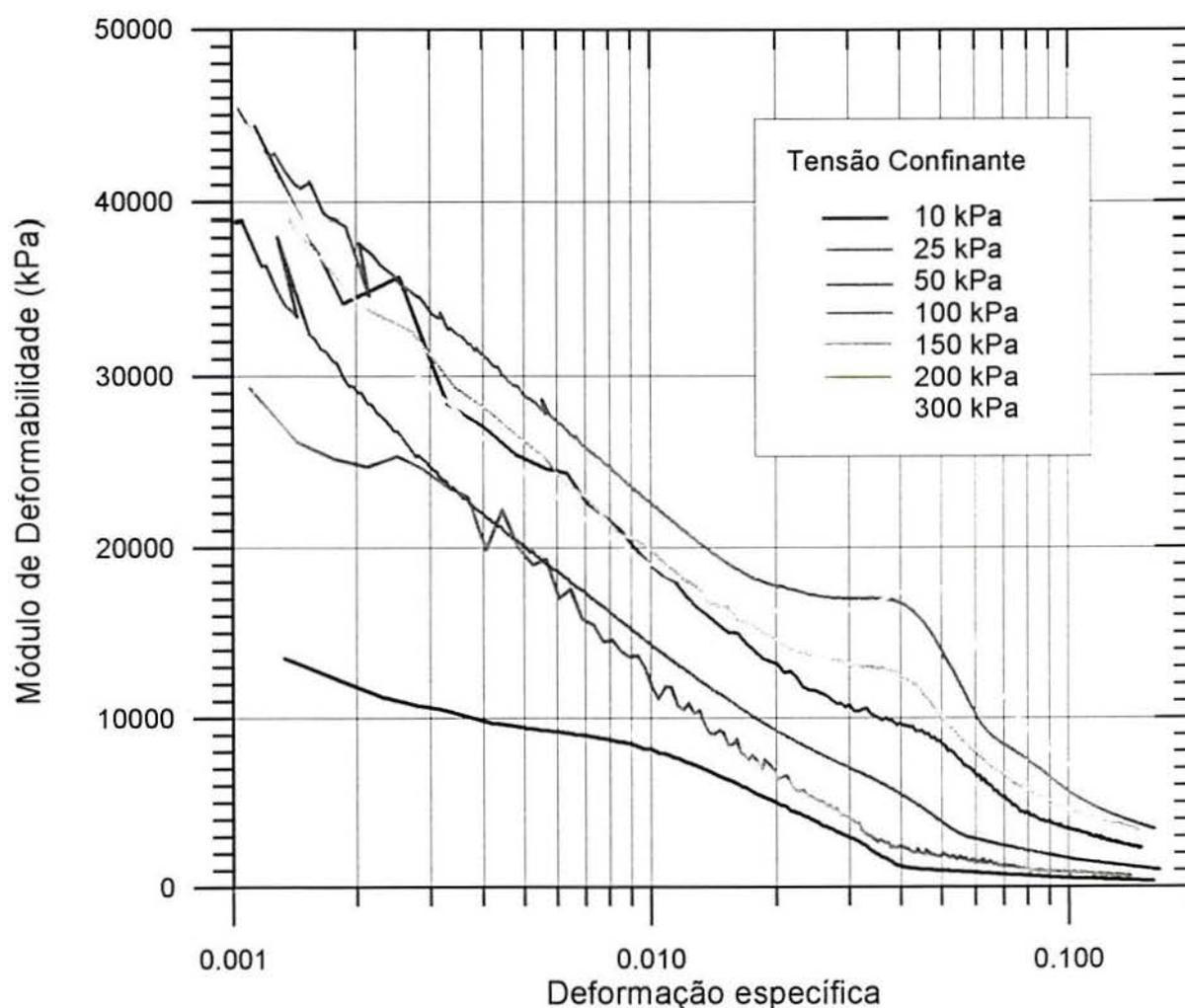


Figura 5.16 - Variação do módulo de deformabilidade com a deformação axial nos ensaios triaxiais.

A figura 5.17 mostra mais claramente o comportamento do material. A variação do módulo de deformabilidade com a tensão confinante foi determinada para as deformações específicas de 0,001; 0,005; 0,01 e 0,05. Para a deformação específica de 0,001, pode-se notar o grande aumento do módulo com a tensão confinante até um determinado limite dado pela tensão confinante de 100 kPa. A partir deste limite o módulo de deformabilidade não sofre praticamente aumento com a tensão confinante. Para a deformação específica igual a 0,05, o aumento do módulo com a tensão confinante é praticamente linear, indicando que a desestruturação do solo está num processo avançado, pois este é um comportamento típico de um solo não estruturado. Nas curvas correspondentes às deformações específicas de 0,005 e 0,01 ocorre uma situação intermediária, onde se pode notar a evolução da desestruturação do material.

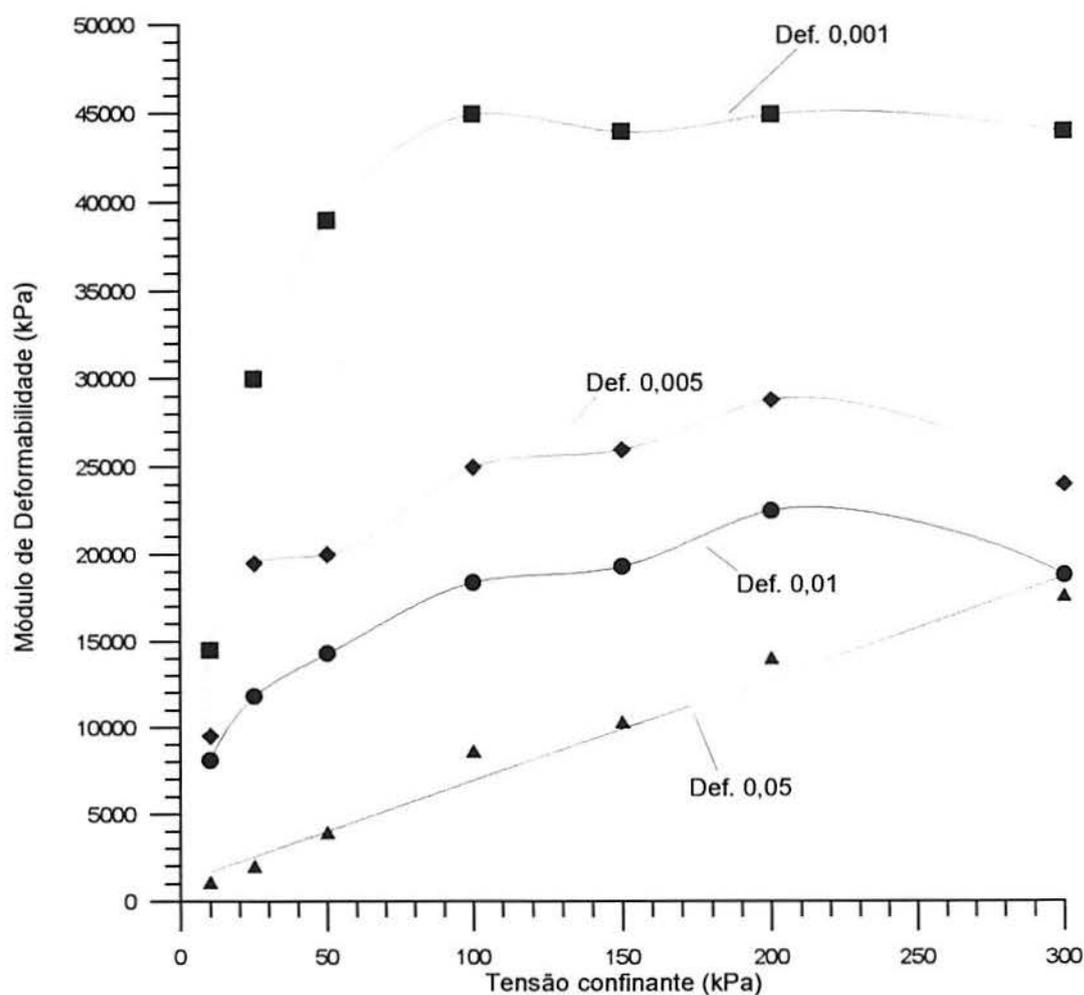


Figura 5.17 - Variação do módulo de deformabilidade com a tensão confinante para vários níveis de deformação específica.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

6.1 Conclusões

6.1.1 Equipamento triaxial

O desenvolvimento de um equipamento triaxial com controle automático de trajetórias de tensões mostrou resultados satisfatórios. A utilização de componentes pneumáticos e eletrônicos existentes no mercado nacional apresentou como vantagens: (a) um custo relativamente baixo e (b) relativa simplicidade na sua montagem. O conjunto de placas analógico-digitais montado dentro de um microcomputador apresentou maior simplicidade de operação e maior rapidez na aquisição de dados em relação a equipamentos convencionais existentes no LMS/UFRGS.

O sistema de controle de pressões à base de válvulas proporcionais utilizado no equipamento triaxial mostrou ser capaz de manter as pressões aplicadas com uma precisão aceitável, da ordem de 0,5 kPa.

O transdutor de variação volumétrica do tipo Imperial College, montado nesta dissertação, apresentou um desempenho satisfatório, com uma resolução da ordem de 0,005 cm³.

A utilização do *software* HP VEE para desenvolver o programa de aquisição de dados e controle do ensaio triaxial permitiu grande eficiência no trabalho de programação. Este *software* tem uma interface com o usuário mais simples do que os programas anteriores baseados no sistema operacional DOS. Este *software* reduziu em muito o tempo de elaboração do programa de controle de ensaio. As sub-rotinas pré-programadas de gráficos e vários outros instrumentos facilitaram a programação no sentido de criar uma interface simples com o usuário, embora contendo todos os dados necessários sobre o estado do corpo de prova durante o ensaio.

6.1.2 Solo Residual de Arenito Botucatu

O solo residual de arenito Botucatu ensaiado nesta dissertação apresenta índices físicos diferentes do solo estudado por MARTINS (1994). A principal diferença é o índice de vazios, de 0,62, comparado a 0,7 daquele solo.

O solo ensaiado apresentou um pico na curva tensão desvio x deformação para todos os níveis de tensão confinante utilizados. Deve-se ressaltar que os ensaios de MARTINS (1994) não apresentaram pico a tensões maiores, embora fossem utilizadas diferentes trajetórias de tensão em comparação com esta dissertação. O solo ensaiado nesta dissertação apresentou parâmetros de resistência ao cisalhamento mais elevados em comparação com MARTINS (1994) (figura 5.15).

Este solo apresentou uma superfície de cedência claramente definida a partir dos pontos obtidos das curvas tensão x deformação determinadas nos ensaios triaxiais. Esta superfície é muito próxima da determinada por MARTINS (1994), embora as deformações correspondentes aos pontos de cedência sejam maiores na presente dissertação.

Para a faixa de deformação específica situada entre 10^{-3} e 10^{-1} , observou-se uma queda do módulo de deformabilidade secante com o aumento da deformação axial. Além disto, o módulo de deformabilidade geralmente aumentou com a pressão de confinamento para deformações maiores. Para níveis de deformação baixos (da ordem de 10^{-3}) o módulo de deformabilidade apresentou inicialmente um aumento com o nível de tensão confinante até a pressão de 100 kPa; ficando praticamente constante com o aumento da tensão confinante. Para os níveis de deformação elevados (da ordem de 10^{-1}) observou-se um aumento contínuo do módulo de deformabilidade, aproximadamente linear, com o aumento da pressão confinante. Este é o comportamento já encontrado em outros solos estruturados (BRESSANI, 1990).

6.2 Sugestões para futuros trabalhos

6.2.1 Equipamento

Aperfeiçoar a subrotina de controle da trajetória de tensões para que o equipamento seja capaz de executar qualquer trajetória de tensões no espaço $p' \times q$, além das existentes. Pode também ser útil a inclusão de novas sub-rotinas para a alteração do estado de tensões do corpo de prova durante o ensaio; como exemplo pode-se citar um descarregamento do corpo de prova decidido após o início do ensaio.

Aperfeiçoar o sistema de medição local de deformações para permitir a determinação precisa de deformações inferiores a 10^{-5} . Por exemplo, pode-se tentar reduzir o ruído elétrico dos sensores de efeito Hall, e utilizar um sistema melhorado de acoplamento da célula de carga com o cabeçote para impedir a rotação do corpo de prova durante o ensaio.

Para os ensaios em solos não saturados, é necessário desenvolver um sistema para a medição da variação volumétrica total do corpo de prova. Uma possibilidade é a utilização de outro transdutor de variação volumétrica conectado à linha de aplicação de pressão confinante. Neste caso há a necessidade de substituir a parede de acrílico da câmara triaxial por uma parede metálica e proceder à calibração do sistema.

No caso de ensaios não saturados, comparar a técnica de translação de eixos proposta por HILF (1956) com a técnica de sucção osmótica utilizada por DELAGE et al. (1987) para controle de sucção durante o ensaio triaxial. Conforme RIDLEY (1998), recomenda-se a utilização conjunta de um transdutor de sucção acoplado ao meio do corpo de prova ou no topo. Este transdutor fará a medição da sucção aplicada ao corpo de prova pelos sistemas descritos.

6.2.2 Solo residual de arenito Botucatu

Para o solo estudado nesta dissertação, sugere-se a execução de ensaios triaxiais em tensões confinantes maiores para verificar o comportamento do módulo de deformabilidade. Execução de ensaios triaxiais com sucção controlada em três diferentes níveis de sucção, nas mesmas tensões confinantes utilizadas nesta dissertação. Estes ensaios fornecerão dados sobre a influência da sucção na superfície de cedência do solo residual de arenito Botucatu, bem como sua influência nos parâmetros de resistência ao cisalhamento e nos valores de módulo de deformabilidade.

Com os novos resultados experimentais, verificar a validade dos modelos constitutivos para solos estruturados e não saturados, atualmente em desenvolvimento.

7 BIBLIOGRAFIA

- ACKERLY, S.K.; HELLINGS, J.E. & JARDINE, R.J. A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens. **Geotechnique**, London, v. 37, n. 3, p. 414 - 415, 1987.
- AITCHISON, G.D. Relationship of moisture and effective stress functions in unsaturated soils. In: PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS CONFERENCE, 1961, London. **Proceedings...** London: Butterworths, 1961, p.47-52.
- AITCHISON, G.D.; RUSSAN, K. & RICHARDS, B.G. Engineering concepts of moisture equilibria and moisture changes in soils. In: MOISTURE EQUILIBRIA AND MOISTURE CHANGES IN SOILS BENEATH COVERED AREAS, 1965, Sydney. **Proceedings...** Sydney: Butterworths, 1965, p. 7-21.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - análise granulométrica**: NBR 7181. Rio de Janeiro, 1984c, 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - determinação do limite de liquidez**: NBR 6459. Rio de Janeiro, 1984a, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - determinação do limite de plasticidade**: NBR 7180. Rio de Janeiro, 1984b, 4p.

AVERSA, S.; EVANGELISTA, A.; LEROUEIL, S. & PICARELLI, L. Some aspects of the mechanical behaviour of structured soils and soft rocks. In: **GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS AND SOFT ROCKS**, 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A. A.Balkema, 1993, v.1, p.359-366.

BALDI, G.; HIGHT, D. & THOMAS, D. A reevaluation of conventional triaxial test method. In: **SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK**, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing and Materials, 1988, p. 219-263.

BASTOS, C.A.B. Comunicação pessoal, 1997.

BELLOTTI, R.; JAMIOLKOWSKI, M.; LO PRESTI, D.C.F. & O'NEILL, D.A. Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. **Geotechnique**, London, v. 66, n.1, p.115-132, 1996.

BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B. & CLAYTON, C.R.I. Tendências recentes quanto à utilização de ensaios triaxiais em engenharia geotécnica. In: 27., **JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL**, 1995, Tucuman. **Proceedings...** Tucuman: v6, p. 23-34, 1995.

BISHOP, A.W. The principle of effective stress. **Teknisk Ukeblad**, Oslo, vol. 106, n.39, p.859-863, 1959.

BISHOP, A.W.; DONALD, I.B. The experimental study of partly saturated soils in the triaxial apparatus. In: 5., **INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, 1961, Paris. **Proceedings...** Paris: Dunod, 1961, v.1, p.21.

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. **The measurement of soil properties in triaxial test**. 2nd ed. London: Edward Arnold, 1962.

- BISHOP, A.W.; WESLEY, L.D. A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. **Geotechnique**, London, v. 25, n. 4, p. 657-670, 1975.
- BJERRUM, L. Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. **Geotechnique**, London, v. 17, n. 2, p. 83-117, 1967.
- BRADY, B.H.G.; BROWN, E.T. **Rock mechanics for underground mining**. London: George Allen & Unwin, 1985.
- BRESSANI, L.A. & VAUGHAN, P.W. Damage to soil structure during triaxial testing. In: 12., INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1989, v.1, p. 17-20.
- BRESSANI, L.A. **Experimental properties of bonded soils**. London, 1990. 459p. Tese (Ph. D.) - University of London.
- BRESSANI, L.A.; MARTINS, F.B. & BICA, A.V.D. Mechanical behaviour of a residual soil from Botucatu sandstone. In: 7., INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY CONGRESS, 1994, Lisbon. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1994, p. 315-322.
- BURLAND, J.B. The small is beautiful - the stiffness of soils at small strains, IX Laurits Bjerrum Memorial Lecture, **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa. 26, p. 499-516, 1989.
- CAMPOS, T.M.P. de, **Two low plasticity clays under cyclic and transient loading**. London, 1984. Tese (Ph. D.) - University of London.
- CAMPOS, T.M.P. de, Instrumentação especial em ensaios triaxiais. In: SIMPÓSIO SOBRE NOVOS CONCEITOS EM ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO EM GEOTECNIA , 1988, Rio de Janeiro. **Anais ...** Rio de Janeiro: COOPE/ABMS/ABGE, 1988, v.1, p. 29-55.

- CHANDLER, R.J. & GUTIERREZ, C.I. The filter paper method for estimating soil water potential. **Geotechnique**, London, v. 36, n. 2, p. 82-89, 1986.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S. A. & BICA, A.V.D. The use of the Hall effect semiconductors in geotechnical instrumentation. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.12, n.1, p. 69-76,1989.
- CLAYTON, C.R.I.; KHATRUSH, S. A. A new device for measuring local strains on triaxial specimens. **Geotechnique**, London v. 36, n. 4, p. 593-597, 1986.
- CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C. & SCHAFFI RAD, N. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering. Division**, New York, ASCE 107, GT6, p.799-817, 1981.
- COOP, M. Back to Basics. **Ground Engineering**, Brentwood, v. 30, n. 6, p. 24-25, 1997.
- COSTA FILHO, L.M. **A laboratory investigation of the small strain behaviour of London clay**. London, 1980. Tese (Ph. D.) - University of London.
- CUCCOVILLO, T. & COOP, M.R. Yielding and pre-failure deformation of structured sands. **Geotechnique**, London, v. 47, n. 3, p. 491-508, 1997.
- CUI, Y.J. & DELAGE, P. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. **Geotechnique**, London n. 46 n°2 pp. 291-311, 1996.
- DELAGE, P.; SURAJ DA SILVA, G.P.R. & DE LAURE, E. Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés. In: 9., EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1987, Dublin. **Proceedings...** Rotterdam: A. A. Balkema,1987.
- DRUMRIGHT, E. E. & NELSON, J. D. The shear strength of unsaturated tailings sand. In: 1st INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema, 1996, v.1, p. 45-50.

- ESCÁRIO, V. & SÁEZ, J. The shear strength of partly saturated soils. **Geotechnique**, London, v. , n. 36, p. 453-456, 1986
- ESCÁRIO, V.; JUCÁ, J.F.T. & COPPE, M.S. Strength and deformation of partly saturated soils. In: 12., INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1989, v.1, p. 43-46.
- FREDLUND, D.G & RAHARDJO, **Unsaturated soil mechanics**. 1st ed. New York: John Wiley, 1993.
- FREDLUND, D.G. & MORGENSTERN, N.R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, v.103, n. GT5, p.447-466, 1977.
- GOTO, S.; TATSUOKA, F.; SHIBUYA, S.; KIN, Y. & SATO, T.A. A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory. **Soils and Foundations, local** v.31, n.1, p. 169-180, 1991.
- HARDIN, B.O. & DRNEVICH, V.P. Shear modulus and damping in soils: measurement and parameters effects. **Journal of the soil mechanics and foundation division**, New York, v.98, n. SM6, p.603-624, 1972.
- HARDIN, B.O. & DRNEVICH, V.P. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves. **Journal of the soil mechanics and foundation division**, New York, v.98, n. SM7, p.667-692, 1972.
- HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, v.2-3, 1982.
- HILF, J.W. An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. **Tech. Memo. No. 654, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation**, Denver, U.S.A., 1956.
- HO, D.Y.F. & FREDLUND, D.G. A multi-stage triaxial test for unsaturated for unsaturated soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, v. 5, p. 18-25, 1982.

- JARDINE, R.J.; ST. JOHN, H.D.; HIGHT, D.W. & POTTS, D.M. Some practical applications of a non-linear soil model. In: 10., EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, Florence, 1991. **Proceedings...**, Rotterdam: A. A. Balkema, 1991, v.1, p. 223-228.
- JENINGS, J.E. A revised effective stress law for use in the prediction of the behavior of unsaturated soils. In: PORE PRESSURE AND SUCTION IN SOILS, 1961, London. **Proceedings...** London: Butterworths, 1961, p. 26-30.
- JUCÁ, J.F.T. & FRYDMAN, S. Experimental techniques. In: 1., INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema, 1996, v.3, p. 1257-1292
- LEROUEIL, S. & VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**, London, v.40, n.3, p. 467-488, 1990.
- LEROUEIL, S. ; TAVENAS, F. & BRUCY, F. Behaviour of destructured natural clays. **Journal of geotechnical Engineering**, New York ASCE, v. 106, n. 6, p. 759-778, 1979.
- LEROUEIL, S.; VAUNAT, J.; PICARELLI, L.;LOCAT, J.; LEE, H. & FAURE, R. Geotechnical characterization of slope movements. In: 7th, INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES 1996, Trondheim. **Proceedings...**Trondheim: A.A. Balkema, 1996.
- LO PRESTI, D.C.F.; PALLARA, O.; COSTANZO, D. & IMPAVIDO, M. Small strain measurements during triaxial tests: Many problems, some solutions. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS, 1994, Shibuya. **Proceedings...**, Rotterdam: A. A. Balkema, 1994, p.11-16.
- MACCARINI, M. **Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil**. London, 1987. Tese (Ph.D.) - University of London.

- MARINHO, F.A.M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre, 1995. **Anais...**, Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1995, v.1, p. 112-125.
- MARSHALL, T.J. Relation between water and soil. **Common Bureau Soils Tech.**, Harpenden, n. 50, 1959.
- MARTINS, F. B. **Automatização do equipamento triaxial visando o estudo de solos tropicais cimentados**. Porto Alegre, 1994. 133 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- MARTINS, F. B.; BRESSANI, L.A.; DAVISON DIAS, R. e BICA, A.V.D. Propriedades geotécnicas do solo residual de arenito Botucatu. In: 10., CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DE SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, Foz do Iguaçu, 1994. **Anais...**, São Paulo: ABMS, 1994, v.2, p. 573-580.
- MASHHOUR, M.M.; IBRAHIM, M.I. & EL-EMAN, M.M. Variation of unsaturated soil shear strength parameters with suction. In: 1. INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema, 1996, v.3, p. 1487-1493.
- MASWOSWE, J. **Stress paths method for a compacted soil during collapse due to wetting**. London, 1985. Tese (Ph.D.) – Imperial College .
- MITCHELL, J.K. & SOLIMAR, Z.V. Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York: ASCE, v. 110, n. 11, p. 1559-1576, 1984.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behaviour**. New York: John Wiley, 1976.
- NUÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo de arenito Botucatu, visando o seu emprego na Pavimentação**. Porto Alegre, 1991. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS - UFRGS.

- ORLANDINI, R. **Estimativa das unidades geotécnicas dos municípios de Novo Hamburgo e Campo Bom - RS e caracterização geomecânica de perfis típicos de solos de arenito.** Porto Alegre, 1991. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS - UFRGS.
- POROVIC, E. & JARDINE, R.J. Some observations on the static and dynamic shear stiffness of Ham River sand. In: PRE-FAILURE DEFORMATION OF GEOMATERIALS, Shibuya, 1994. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1994, p.25-30.
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** Porto Alegre, 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- PUZRIN, A.M. & BURLAND, J.B. A logarithmic stress-strain function for rocks and soils. **Geotechnique**, London, v. 46, n. 1, p. 157-164, 1996.
- RIDLEY, A .M. & BURLAND, J.B. A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Geotechnique**, London, v.43, n.2, p.321-324, 1993.
- RIDLEY, A.M. Comunicação pessoal, 1998.
- ROMERO et al, In: 14., INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1997, Hamburg. **Proceedings ...** Rotterdam: A. A. Balkema, 1997, v.1, p. 43-46.
- SCHOFIELD, A.N. & WROTH, C.P. **Critical state soil mechanics**, London: Mc Graw Hill, 1968.
- SOARES, J.M.D.; BICA, A.V.D.; BRESSANI, L.A. e MARTINS, F.B. Medição local de deformações utilizando sensores de efeito Hall, **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 17, n. 3, p.183-188, 1994.

- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. Porto Alegre, 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - CPGEC/UFRGS.
- VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1953, Zurich. **Proceedings...**, Rotterdam: A.A. Balkema, 1953 v.1, p. 67-71.
- VAUGHAN, P.R. Characterising the mechanical properties of in situ residual soils. In: 2., INTERNATIONAL CONFERENCE GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1988, Singapore. **Proceedings...** Singapore: editora, v.2, p. 469-487, 1988.
- VAUGHAN, P.R. Mechanical and hydraulic properties of in situ residual soils. In: 1., INTERNATIONAL CONFERENCE GEOMECHANICS IN TROPICAL SOILS, 1985, Brasília. **Proceedings...** Brasília: ABMS, v.3, p. 213-263, 1985.
- VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M. & MOKHTAR, S.M. Indexing the engineering properties of residual soils. In: **Quart. Journal of Engineering Geology**, v.21, n.1, p. 69-84, 1988.
- WHEELER, S. J. & SIVAKUMAR, V. Development and application of a critical state model for unsaturated soil. In: WROTH MEMORIAL SYMPOSIUM, 1992, Oxford. **Proceedings...**, London: Thomas Telford, 1993, p. 709-728.
- WHEELER, S.J. A conceptual model for soils containing large gas bubbles. **Geotechnique**, London, v. 38, n. 3, p. 389-398, 1988.
- XIE, D.Y.; LIU, F.Y.; ZHAO, Y.H.; HAN, X.L. & WU, L.Y. A new type of triaxial apparatus for unsaturated soil test. In: 1., INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema, 1996, v.3, p. 1551-1558.

ZERHOUNI, M.I. Triaxial testing using psychrometers. In: 1., INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS 1995, Paris. **Proceedings...** Rotterdam, Brookfield: A. A. Balkema, 1996, v.3, p. 1257-1292.